



TITLE:

堆積軟岩空洞の堀削損傷領域評価 に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

富田, 敦紀

CITATION:

富田, 敦紀. 堆積軟岩空洞の堀削損傷領域評価に関する研究. 京都大学,
2008, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2008-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r12152>

RIGHT:

堆積軟岩空洞の掘削損傷領域評価に関する研究

2007 年 11 月

富 田 敦 紀

目 次

第1章 序 論	1
1.1. 研究の背景および契機.....	1
1.2. EDZ の定義.....	3
1.3. 本研究の目的.....	5
1.4. 本論文の構成.....	7
1.5. 既往の研究と本研究の位置づけ.....	9
1.6. 本研究の特徴と意義.....	26
参考文献	26
第2章 余裕深度処分埋施設試験空洞	31
2.1. 余裕深度処分の概念.....	31
2.1.1 対象廃棄物.....	31
2.1.2 処分深度.....	32
2.2. 試験空洞調査の概要.....	32
2.3. 試験空洞周辺の地質.....	34
2.4. 調査用アプローチトンネル掘削時の調査結果.....	39
2.5. 試験空洞の設計と情報化設計施工.....	41
2.5.1 試験空洞の基本設計.....	41
2.5.2 試験空洞の当初支保設計.....	43
2.5.3 試験空洞の情報化設計施工.....	47
2.6. 計測結果に基づく解析モデルの改良.....	53
2.7. まとめ.....	57
参考文献	59
第3章 堆積軟岩の地圧測定方法	61
3.1. 円錐孔底ひずみ法の堆積軟岩適用上の問題点.....	61

3.2.	接着剤の選定試験.....	62
3.2.1	接着剤選定試験の概要.....	62
3.2.2	接着剤の違いによる接着力およびひずみ感度の差異〔一軸ゲージによる評価〕	64
3.2.3	ストレーンセルで測定されたひずみ感度の差異.....	65
3.3.	接着剤の配合試験.....	67
3.3.1	接着剤の配合試験の概要.....	67
3.3.2	配合の違いによる感度発現と感度変化率.....	69
3.3.3	応力評価とオーバーコアリング径.....	76
3.4.	大型三軸試験機によるひずみ感度補正.....	80
3.4.1	三軸感度試験装置.....	80
3.4.2	ひずみ感度の補正.....	81
3.5.	原位置での円錐孔底ひずみ法の適用性検証.....	83
3.5.1	円錐孔底ひずみ法の変更測定手順.....	83
3.5.2	円錐孔底ひずみ法による原位置測定.....	84
3.6.	まとめ.....	88
	参考文献.....	89
第4章	堆積軟岩空洞の破壊現象.....	91
4.1.	試験空洞掘削時の剥落，亀裂の発生状況.....	91
4.1.1	先進導坑，アーチ切上げ時における剥落の発生状況.....	91
4.1.2	各ベンチ掘削時における亀裂発生の状況.....	95
4.1.3	空洞掘削による空洞周辺岩盤の亀裂.....	96
4.2.	応力径路を模擬した要素試験.....	98
4.2.1	空洞掘削時の誘発応力.....	98
4.2.2	応力径路を模擬した要素試験.....	100
4.2.3	破壊規準とシミュレーション解析.....	105
4.3.	空洞掘削後の岩盤内応力（誘発応力）.....	109
4.3.1	岩盤内応力測定（誘発応力）.....	109
4.3.2	岩盤内応力測定結果.....	112

4.3.3	コアディスキングの発生から推定される空洞掘削後の応力場.....	114
4.4.	まとめ.....	118
	参考文献.....	119
第5章	堆積軟岩空洞の変形特性変化.....	121
5.1.	インバート部を対象にした変形特性変化の計測.....	121
5.1.1	変形特性変化の計測の概要.....	121
5.1.2	弾性波速度測定結果（孔間弾性波トモグラフィ，サスペンションPS検層）...123	
5.2.	変形特性の拘束圧依存性.....	125
5.2.1	孔内载荷試験による掘削前後の変形特性の変化.....	125
5.2.2	変形特性の拘束圧依存性.....	128
5.3.	まとめ.....	129
	参考文献.....	130
第6章	堆積軟岩空洞の間隙水の流れと変形の連成挙動.....	131
6.1.	空洞掘削時の特徴的な間隙水圧変化.....	131
6.1.1	間隙水圧計測の概要.....	131
6.1.2	掘削に伴う特徴的な間隙水圧変化.....	132
6.2.	間隙水と変形・応力の連成挙動メカニズムの検証.....	136
6.2.1	解析モデル.....	136
6.2.2	間隙水圧の経時変化.....	138
6.2.3	掘削位置と水圧変化量の関係.....	139
6.2.4	岩盤応力とひずみの変化.....	140
6.3.	まとめ.....	143
	参考文献.....	145
第7章	堆積軟岩空洞の予測解析手法.....	147
7.1.	ひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析モデル.....	147

7.1.1	材料パラメータの拘束圧，ひずみ速度依存性.....	147
7.1.2	拘束圧，ひずみ速度依存性の関数の導入.....	153
7.1.3	室内試験結果のシミュレーション解析.....	156
7.2.	堆積軟岩空洞掘削問題への適用.....	160
7.2.1	解析条件.....	160
7.2.2	解析結果.....	164
7.3.	全応力解析と有効応力解析の比較.....	170
7.3.1	計測値と各解析値の比較.....	170
7.3.2	全応力解析と有効応力解析の最大主応力が異なる原因.....	171
7.3.3	有効応力解析の初期地圧設定方法の一提案.....	172
7.4.	連接空洞の安定性予測評価および設計方法の一提案.....	176
7.5.	まとめ.....	178
	参考文献.....	180
第8章	結 論.....	181
謝 辞	189
	〔付録-1〕：ひずみ軟化型弾粘塑性水－土連成有限要素解析の定式化.....	191

第1章 序 論

1.1. 研究の背景および契機

わが国における原子力政策は、核燃料サイクルを推進しておりそのサイクルの過程で、放射性廃棄物が発生する。その放射性廃棄物は低レベル放射性廃棄物と高レベル放射性廃棄物に区分される。高レベル放射性廃棄物は、使用済み燃料の再処理過程で発生する高レベル廃液をガラスと一緒に高温で溶かした後、キャニスターに入れて固めた固化体を地下深部 300～1,000 m 程度の非常に深い地層中にトンネル群を展開して地層処分する方針である。一方、低レベル放射性廃棄物は、その放射能レベルに応じて以下の4つに分類されている¹⁾。

- ①地中トレンチ処分対象廃棄物（建屋・構造物など極めて低汚染の廃棄物）
- ②浅地中ピット処分対象廃棄物（原子炉施設の運転・補修によって発生する廃棄物）
- ③余裕深度処分対象廃棄物（原子炉の廃炉・解体によって発生する廃棄物および上記②に比べて比較的濃度の高い廃棄物）
- ④地層処分対象廃棄物（濃度が高く長寿命核種が比較的多く含まれる廃棄物、ただし具体的な放射能レベルについては原子力委員会にて協議中）

これらのうち、①と②の廃棄物については、実験プラントあるいは商業プラントとして既に操業を開始している。③の余裕深度処分対象廃棄物に関しては、比較的放射能レベルが高いことから、原子力安全委員会の現行の政令濃度上限値を超える低レベル放射性廃棄物処分の基本的考え方²⁾：平成10年10月16日では、(a) 一般的な地下利用に十分余裕を持った深度、例えば 50～100 m 程度の地下へ処分すること、(b) 放射性核種の移行抑制機能の高い地中を選定すること、(c) 現行のコンクリートピット処分と同等以上の放射性核種閉じ込め機能を持つこと、(d) 放射性核種濃度の減少を考慮して数百年間処分場を管理すること、と規定されている。そこで、上記の基本的考え方に基づき、余裕深度処分の対象候補地として、青森県六ヶ所村の日本原燃(株)敷地内において、余裕深度処分施設の施設検討に必要な地下深部の情報を得るために調査を開始することになった^{3),4)}。余裕深度処分対象廃棄物を埋設するための空洞は、径約 18 m 級の大規模連接空洞となり、さらに当該フィールドは新第三紀の堆積軟岩中の地下深部約 100 m 以深に位置する。

わが国においては、山岳地が多く起伏に富んだ国土の特徴、地震や台風に対する防災上のアドバンテージ、地上に比較して年間を通して変化の少ない環境条件ならびに周辺環境への配慮等から、地下空間利用はこれまで積極的に進められている。そして、地下深部を

対象とした調査、解析技術および掘削技術の進歩により、揚水式水力発電所の地下発電所空洞に代表される大深度、大断面空洞の建設も数多く実施され、建設に関する技術的な蓄積も増えている。しかしながら、余裕深度処分施設は地下深部約 100 m の堆積軟岩層中に空洞径約 18 m 級の接続空洞群を計画、設計する必要がある。軟岩は一軸圧縮強度が 1～10 MPa 程度で、土と岩の中間的な力学挙動を呈する材料と定義され、一般にひずみ軟化現象、ダイレイタンス特性、時間依存性挙動などの性質を示す材料で、拘束圧やひずみ速度に依存してその力学特性が変化する材料でもある。また、地下水の存在により建設中や長期的に間隙水圧が変化する場においては、水理場と応力場を連成させた有効応力での評価が必要となる。さらに、当該フィールドは地圧に比べて強度が低く（地山強度比 <2 ）、相対的には高地圧な岩盤に相当する。これら軟岩の力学挙動に関する研究は、岩石試験レベルでは多くの知見が得られているが、地下深部において大規模な地下空洞掘削時の挙動を評価した研究は硬岩に比べると十分とは言えない。そこで、本格的な調査・研究の一環として、処分空洞の建設時、操業時（長期）の力学的安定性および掘削影響領域（EDZ: Excavation Disturbed Zone）の把握を目的として、処分空洞と同等規模の試験空洞の掘削を実施することになり、2003 年 3 月から調査坑の掘削、2004 年 10 月には試験空洞の掘削を開始し、2005 年 6 月に掘削が終了した。

筆者は、東京電力㈱において 1987 年から 2000 年にかけて、塩原および神流川の大規模揚水発電所における地下発電所、水路トンネル等の地下構造物の計画、調査、設計ならびに建設に携わってきた。その経験を活かし 2003 年から 2006 年まで日本原燃㈱において、余裕深度処分埋施設本格調査に携わることとなり、特に試験空洞の調査計画、設計を立案して、その空洞の力学的安定性および掘削影響領域の評価を担務することになった。そして、今後、地下深部約 100 m の堆積軟岩層に余裕深度処分施設の接続空洞群を設計および構築していくこととなる。このため、調査坑および試験空洞掘削時に得られた貴重なデータ等をもとに軟岩地盤における空洞挙動メカニズムの分析および挙動予測方法について、系統だった検討が必要と考えられた。

1.2. EDZ の定義

放射性廃棄物処分の国内および諸外国の EDZ に関する調査研究事例では、EDZ を Excavation Disturbed Zone (掘削影響領域) あるいは Excavation Damage Zone (掘削損傷領域) として記載した論文を目にする。これら EDZ はその各研究者によって使われ方がまちまちでその定義は明確ではない。そこで、本論文においては、以下のとおり定義する。

EDZ の概念図は、図-1.2.1 に示すとおりであり、空洞掘削に伴うニアフィールドの影響として、下記3つの現象を主な検討対象としている。

① 空洞周辺岩盤の損傷

主に発破などによる空洞掘削時の衝撃により、物理的な損傷 (マイクロクラックの発生) を受け、岩盤の透水性が増加する。

② 空洞周辺岩盤の応力再配分

1) 空洞の掘削により岩盤の応力状態が変化し、岩盤のせん断、引張破壊による塑性化領域が生じ、岩盤の透水性が増加する。

2) 空洞の掘削により岩盤の応力状態が変化し、岩盤基質部の空隙構造の変化 (弾性領域)、既存割目の開閉により岩盤の透水性が変化する。

③ 空洞周辺岩盤の不飽和領域の発生

空洞掘削により間隙水圧が低下して不飽和領域が発生する。これにより酸化・還元領域の進展に伴う水理特性および地化学特性が変化する。

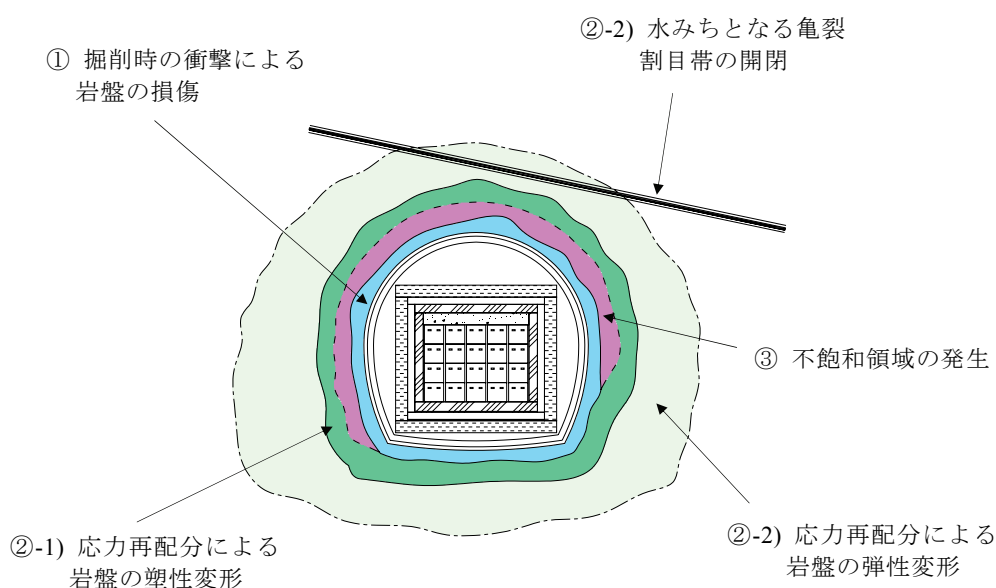


図-1.2.1 EDZ の概念図

これらを踏まえて、放射性廃棄物処分施設で対象とする掘削影響事象を整理すると図-1.2.2 に示すとおりとなり、掘削影響事象は、大きく「岩盤の力学特性の変化」、「水理・物質移行特性の変化」、「地化学特性の変化」に分類される。したがって、掘削影響領域(Excavation Disturbed Zone)は、上記の3つが全て包含されているものと考えられる。

一方、掘削損傷領域(Excavation Damage Zone)は、上記のうち①の物理的損傷および②の応力再配分による塑性化領域、割目の開閉、進展が対象になり、弾性域における基質の空隙構造の変化、不飽和領域の発生に伴う酸化・還元などは対象にならないと考える。

本研究では、これら3つの事象のうち「岩盤の力学特性の変化」を対象にしており、この観点からすると、筆者が扱う事象は掘削損傷領域(Excavation Damage Zone)であると考ええる。

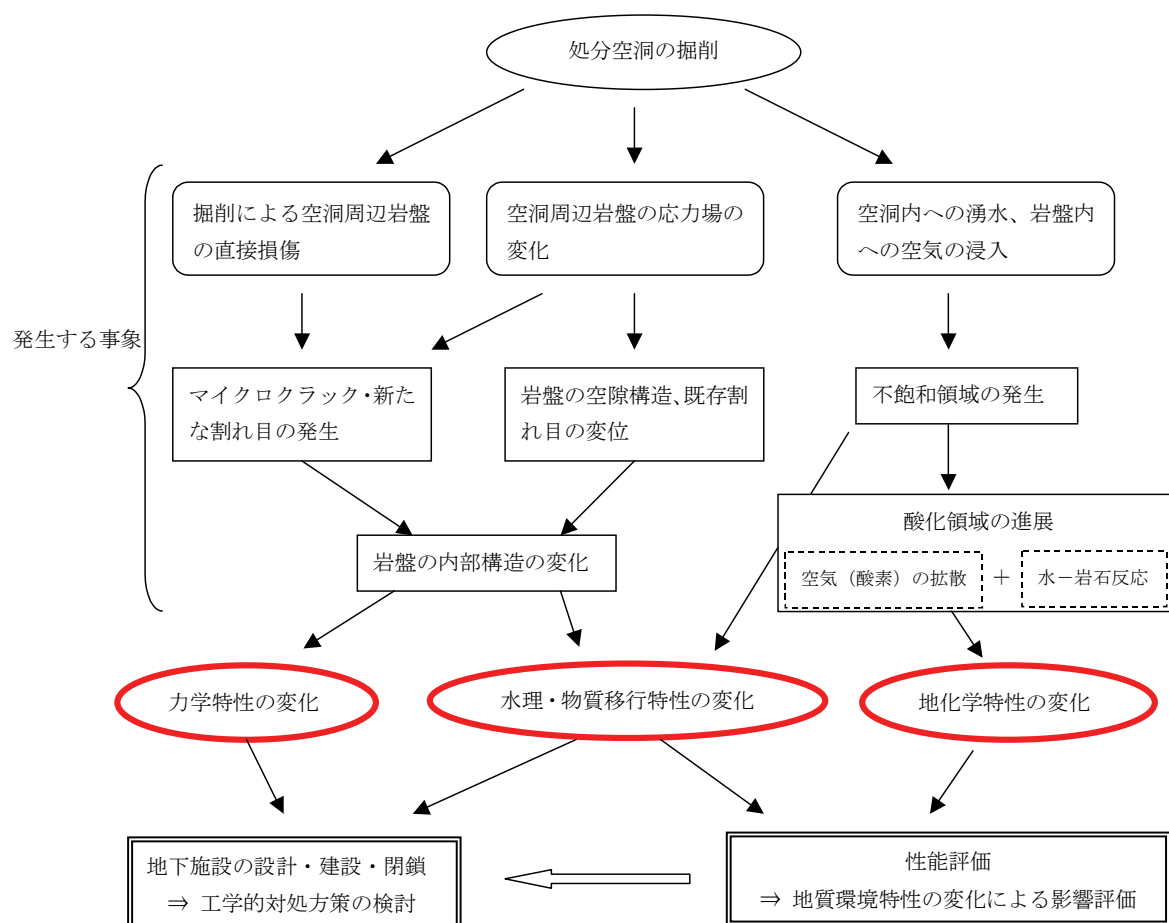


図-1.2.2 処分空洞の掘削により生じる EDZ 事象の概念

1.3. 本研究の目的

余裕深度処分埋設施設は、地下深部約 100 m の堆積軟岩層に大規模な連接空洞群を設計する必要がある。堆積軟岩は土と岩の中間的な挙動を呈する材料であり、ダイレイタンス特性、拘束圧依存ならびに時間依存挙動などの性質を示す材料である。また、当フィールドの地下水面は地表近くにあり、建設中、操業中に間隙水圧が変化することから、水理場と応力場を連成させた有効応力での予測評価が必要となる。これら軟岩の力学挙動に関する研究は、岩石試験レベルでは多くの知見が得られているが、地下深部において大規模な地下空洞掘削時の挙動を評価した研究は硬岩に比べると十分とは言えない。そこで、試験空洞掘削時に得られた挙動データをもとに、堆積軟岩空洞の挙動メカニズムを分析し、信頼性の高い挙動予測手法を提案するとともに、合理的な設計方法を体系化することを目的としている。具体的な研究項目は以下のとおりである。

(1) 堆積軟岩における地圧測定方法の確立

初期地圧は一般的に土被り圧相当と考えられがちであるが、地殻応力や地形の影響により偏圧を示すことがあり、大規模空洞のレイアウト検討および安定性評価のためには、極めて重要となる。地圧測定法には種々のものがあるが、1回の測定で三次元地圧の測定が可能な応力解放法が実用化されており、その代表的な測定手法は、埋設ひずみ法、円錐孔底ひずみ法などがある。しかし、間隙が水で飽和されている堆積軟岩では、ひずみ計と岩盤の接着性能が低下するために測定が困難となる場合がある。そこで、堆積軟岩等、湧水のある岩盤およびボアホールが水没しているような箇所においても、測定可能な円錐孔底ひずみ法の測定方法を提案する。

(2) 堆積軟岩空洞掘削時の挙動評価

余裕深度処分埋設施設の試験空洞掘削時に、様々な現象が発生しその原因も多義にわたっている。試験空洞掘削時の挙動を分析、評価して、その挙動メカニズムを解明する。具体的には下記の現象に関するメカニズムの検討を行う。

- 破壊現象のメカニズムと破壊規準
- 空洞掘削前後の変形特性の変化（拘束圧依存性）
- 掘削解放に伴う間隙水と岩盤の変形の連成挙動メカニズム

(3) 堆積軟岩空洞の挙動予測手法の構築と設計法の提案

地下発電所空洞など、硬岩を対象にした空洞挙動の予測解析手法は、種々の検討がなされ、ひずみ軟化を考慮するモデル、亀裂性の岩盤を対象にしたモデルなど、全応力での構成式となっている。しかし、堆積軟岩はその材料特性が硬岩とは違い、拘束圧依存、時間依存、ダイレイタンス特性ならびに間隙水圧などの影響を大きく受けることから、有効応力での構成式による解析手法が必須となり、流体と固体を連成させた有効応力解析モデルの確立が望まれる。有効応力による予測解析手法については、モデル化する際の物性値設定の限界、複雑な材料特性などから、実挙動を高精度で再現するには至っていないものと思われる。そこで、本研究では足立・岡によって提案されているひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析モデルに拘束圧依存性を考慮できるようにし、その適用性の評価を行う。さらに、堆積軟岩を対象にした空洞設計手法を提案する。

1.4. 本論文の構成

本論文は、堆積軟岩空洞掘削時の挙動をもとに、その掘削損傷領域評価および予測解析手法の研究成果をまとめたもので、第1章から第8章で構成される。本論文の全体構成は図-1.4.1に示すとおりである。

第1章では、本研究の背景、目的、既往研究と本研究の位置づけならびに本研究の特徴と意義を示すとともに、本論文の構成を示す。

第2章では、余裕深度処分埋設施設の本格調査の一環として掘削した試験空洞の調査結果、空洞設計の考え方を示すとともに、情報化設計施工にあたって検討した計測管理の考え方を示す。そして、計測データをもとに同定した全応力解析のモデル（解析条件）の改良点について示す。

第3章では、間隙が水で飽和している堆積軟岩および下向きボアホールなど、孔内が水没する場合の応力測定手法（円錐孔底ひずみ法）の適用性について、ストレインセルを接着するための接着剤、その適正配合ならびに信頼性を向上させるための感度補正方法を示すとともに、堆積軟岩での三次元応力測定手順を提案する。

第4章では、空洞掘削時に確認された **Spalling**（板状破壊）について、その破壊要因を掘削時の拘束圧変化、応力集中など、応力再配分に起因するものと解釈し、空洞掘削時の応力状態を模擬した要素試験、低拘束圧域での強度低下を考慮した破壊規準ならびに掘削後の岩盤内応力測定結果に基づき、その破壊メカニズムを示す。

第5章では、空洞掘削前後での空洞周辺岩盤の変形特性の変化について、空洞インバート部を対象にした計測結果をもとに、拘束圧依存性の観点から評価した結果を示す。

第6章では、空洞掘削時に掘削作業と連動した軟岩特有の間隙水圧挙動について、その挙動要因を掘削解放に伴う岩盤挙動と連成したものと解釈し、三次元水 - 土連成有限要素解析結果に基づき、その挙動メカニズムを示す。

第7章では、足立・岡によって提案されているひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成モデルに強度、変形特性の拘束圧依存性およびひずみ速度依存性を考慮できるようにし、その適用性について室内試験結果および掘削時挙動を比較して検証する。そして、接続処分空洞の安定性予測評価方法を提案する。

第8章では、各章で得られた研究成果を要約する。

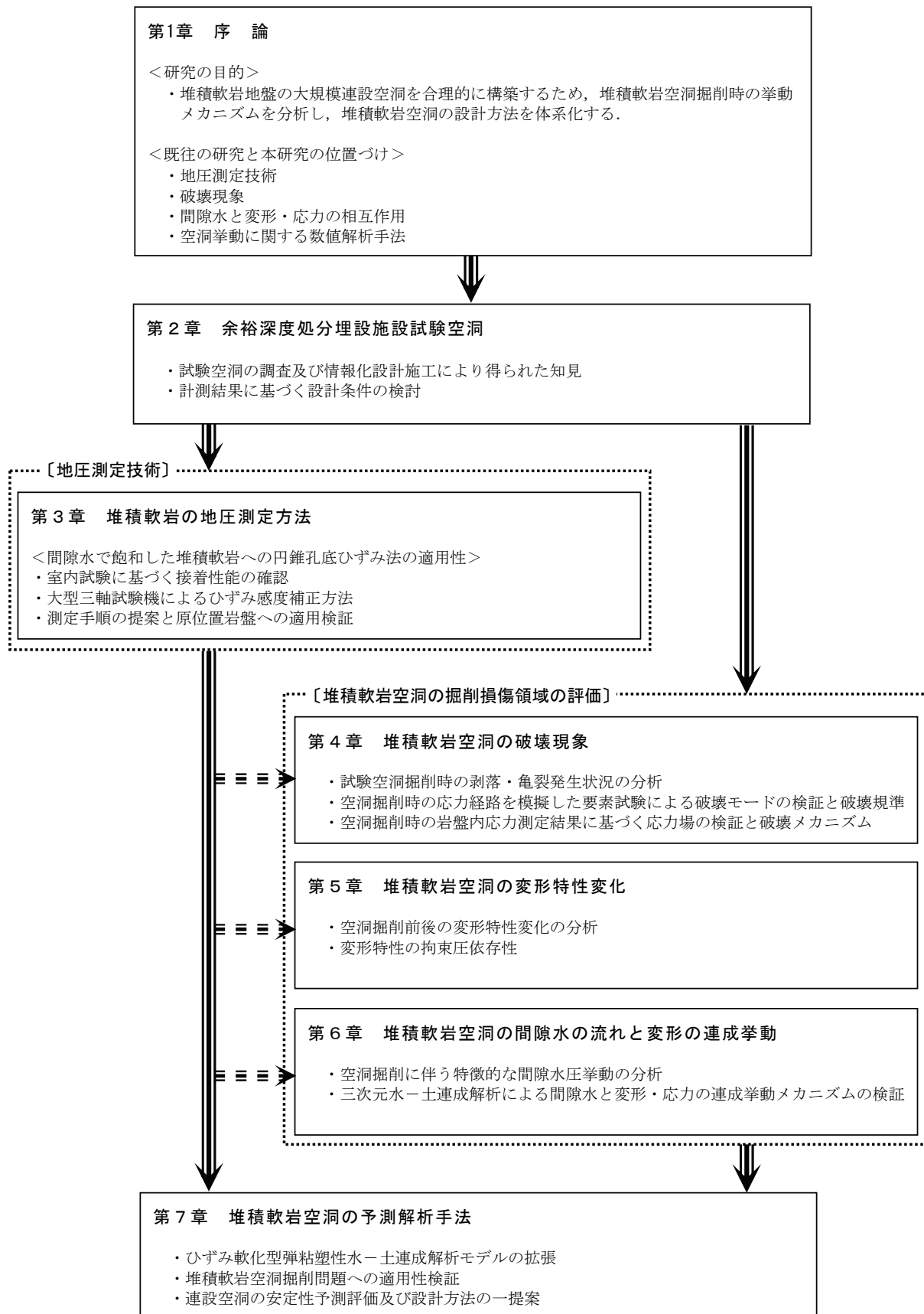


図-1.4.1 本論文の構成

1.5. 既往の研究と本研究の位置づけ

(1) 地圧測定方法

地表から地下深部までの任意の深度で、岩盤応力成分全てを1度に測定できる方法が望まれるが、そのような万能な測定方法はない。岩盤応力の測定法は極めて多数の方法が提案されており、水圧法、応力解放法、コア法ならびにその他の4つのグループに大別される。

水圧法はボアホールの壁面に水圧を作用させる方法の総称であり、水圧破碎法⁵⁾、Sleeve fracturing 法⁶⁾、HTPF 法 (HTPF: Hydraulic tests on pre-existing fractures)⁷⁾ に分類される。水圧破碎法、Sleeve fracturing 法は、亀裂のない岩盤を対象とする方法であり、新しい亀裂の発生、開口、閉口などに要する圧力の大きさと生成された亀裂の方位から応力場を評価する。HTPF 法はボアホールと交差する既存の亀裂を対象とする方法であり、亀裂の方位と開口、閉口圧力を測定して応力場を評価する。代表的な水圧法は ISRM (International Society for Rock Mechanics) の Suggested Method⁵⁾ の一つである水圧破碎法で、地圧測定法としても古くから実用に供されており、地表から地下深部の応力場を測定するには適していると言える。しかし、基本的にボアホールに直交する面内の地圧を評価する方法であり、岩盤応力を3次元で評価するには、複数のボーリング孔が必要になる。また、水圧法には岩盤への水の浸透、間隙水圧の変化、破壊の発生、亀裂の進展、開口・閉口、亀裂面からの浸透や亀裂内での流体の流動など、多くの複雑な現象が関係しており、その全貌が十分解明されているとは言い難い現状にある。

応力解放法は岩石の弾性回復を利用して岩盤応力を測定する方法であり、弾性理論に立脚して結果解釈が行われることから、この意味で最も理論が明解である。いわゆるオーバーコアリング法と言われるもので、岩盤にパイロットボアホールを削孔し、その壁面や底面などに計器を取り付ける。そして、孔軸を一致させてオーバーコアリングを行い、計器を取り付けた岩石に作用している応力を解放させ、そのときの解放ひずみを測定する。応力解放法は、測定位置の違いから孔径変化法、孔壁ひずみ法ならびに孔底ひずみ法などに分類される。孔径変化法は、変位計によって直径変化を直接測定する方法（直接法）と、小型変位計を内蔵した円筒形の埋設型ゲージを用いる方法（埋設法）に分類される。直接法である USBM 法 (USBM: U.S. Bureau of Mine) は、ISRM の Suggested Method⁸⁾ の一つとなっている。埋設法のうち、電力中央研究所にて開発された埋設型8成分ゲージ⁹⁾ は、わが国において最も使用実績が多く、4方向の直径変化と4方向の斜距離の変化を同時に

測定できる仕組みで、1本のボアホールから3次元岩盤応力が測定できる。その他、ISRMの Suggested Method¹⁰⁾ となっているひずみゲージを孔壁へ直接貼付ける方式の CSIR-3 軸セル¹⁰⁾、ひずみゲージを内蔵した薄肉円筒ゲージを介して埋設する CSIRO-HI セル¹⁰⁾ などがある。孔底ひずみ法は、孔底の形状により平面孔底ひずみ法、球面孔底ひずみ法¹¹⁾、ならびに円錐孔底ひずみ法¹²⁾ に分類され、いずれの方法もひずみゲージを表面に配した樹脂製のモールドゲージを接着剤により孔底面に押し付けて、岩盤表面に直接貼り付ける方式である。球面孔底ひずみ法と円錐孔底ひずみ法は、1本のボアホールで3次元応力を測定できるように球面16素子法、円錐12素子法、円錐16素子法ならびに円錐24素子法が提案されている。Sugawara et al.¹²⁾ はボーリング費用の低減および亀裂間隔の短い岩盤にも適用できるように、円錐孔底に対するオーバーコアリングをパイロットボアホールと同孔径で行うコンパクトオーバーコアリング法 (CCBO: Compact Conical-ended Borehole Overcoring Method) を ISRM Suggested Method¹²⁾ の一つとして提案している。

コア法は、コアボーリングによって回収された方向既知の岩石コアを用いて応力場を推定する方法の総称である。地上に回収されたコアの経時的ひずみ変化を利用する ASR 法 (ASR: Anelastic strain recovery)、コア内のクラックを静水圧実験により定量する DSCA 法 (DSCA: Differential strain curve analysis)、応力-ひずみの関係の非線形性を利用する DRA 法 (DRA: Deformation rate analysis)、AE (Acoustic Emission) のカイザー効果を利用する AE 法などがある。その他の方法としては、ボアホール壁面の圧縮破壊および引張破壊から地下深部の応力場を推定する Borehole breakout 法などがある。また、空洞の変形から巨視的な初期応力と岩盤定数を評価する逆解析法もひとつの岩盤応力測定法と考えることができる。

岩盤応力を測定する方法は、多くの測定方法が提案されているが、これらのうち水圧破壊法と応力解放法は、他の測定方法と比べて適用実績の点で優っている。さらに、応力解放法は1本のボアホールで3次元応力の測定が可能であり、中でも円錐孔底ひずみ法は、比較的測定にかかるコストも安価である。しかし、岩盤面にストレインセルを接着剤により貼り付けることから、間隙が水で飽和されている堆積軟岩を対象にする場合および下向きボアホールの場合には、ストレインセルと岩盤の接着性能が低下する可能性がある。Sakaguchi et al.¹³⁾ は下向き円錐孔底ひずみ法を提案しているが、1,000 m 級の大深度を対象としているため、特別な装置を必要とする。

本研究においては、完全飽和かつ水中における円錐孔底ひずみ法を適用するため、接着

可能な接着剤の選定およびその適正配合を検討するとともに、接着剤の違いによるひずみ感度の違いを評価する試験を実施し信頼性の高い測定手法の確立を試みた。

(2) 破壊現象

調査坑（アプローチトンネル）を掘り進めた際、土被りが約 80 m になったあたりから、天端部から剥落現象が生じ始めた。その地点に進むまで、トンネル内空変位もそれほど大きくなかったが、それ以降トンネルの土被りに応じて内空変位が増加し始めた。剥落が発生した当初は、地質不良箇所における局所的な剥落であろうと考えていたが、一向におさまる気配もなく、地質観察を進めるうちに地質不良箇所からの剥落ではないことが判明した。さらに、剥落が生じていない箇所でも空洞壁面に平行方向に発生する亀裂が確認された。そのような折、工藤奎吾博士（当時東京電力㈱建設部顧問）が来所され、当フィールドの現場視察および地質、掘削状況を説明および議論する機会を得た。その際、工藤博士から下記の指導をいただいた。

- この剥落を見て、今市発電所空洞掘削時に壁面近傍で天端、側壁に関わらず、掘削壁面と平行なタマネギ状の亀裂が発生し、それが変状（過大変位と吹付コンクリートのクラック）の原因となったことが思い出された。
- 今市発電所建設当時は、せん断破壊の概念しかなく、その破壊メカニズムが曖昧であったが、この現象はいわゆる Spalling（板状破壊）ではないか。
- Spalling は高地圧下の Intact な硬岩で発生すると言われているので、軟岩で発生するかは疑問であるが、掘削時の剥落性状および亀裂の状況などを詳細に調査して、研究する価値は十分にある。
- この現象が局所的地質不良によるものではなく、あるメカニズムによるものであるならば、EDZ 問題に単なる抽象的なゆるみの概念ではなく、かなり具体的なモデルの構築が可能となる。

これらの助言がトリガーとなり、試験空洞で発生した破壊現象の研究を進めることとなった。文献により確認された Spalling 事例¹⁴⁾は、AECL（Atomic Energy of Canada Limited）の放射性廃棄物処分研究坑道：URL（Underground Research Laboratory）の他、南アフリカの地表面下 3,250 m の実験トンネル、地表面下 2,700 m の金鉱山トンネルならびにチリ等で確認されている。なかでも AECL's URL で生じた事例をもとに研究が進められている。AECL's URL のレイアウトおよび Spalling 事象の概要¹⁵⁾を図-1.5.1に示す

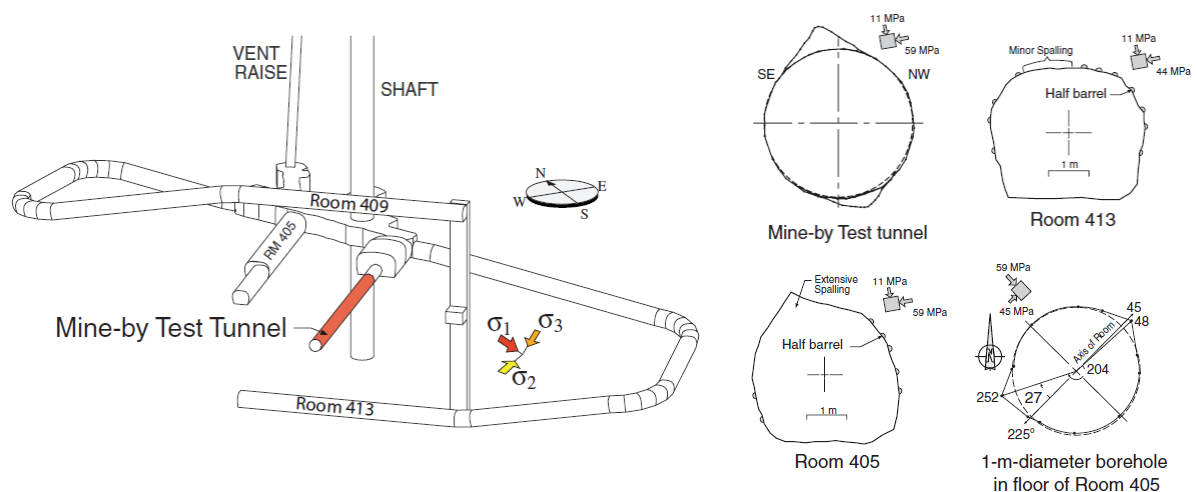


図-1.5.1 AECL's URL レイアウトおよび Spalling ¹⁵⁾

これら Spalling が生じたフィールドの地質，岩盤特性は表-1.5.1 に示すとおりである．Spalling が生じているフィールドの特徴は，地下深部で地圧が高く，RMR (Rock Mass Rating) は 60 以上で Intact な岩盤で，一軸圧縮強度を初期地圧の第一主応力で除した比率（以下，地圧強度比と記載）が 1.6～3.9 と小さいことが特徴である．本研究で対象としている余裕深度処分埋設施設の試験空洞フィールドは，地下深部約 100 m，初期地圧は第一主応力：2.3 MPa であり，Spalling が発生したフィールドに比べて，応力，強度ともに非常に小さい．しかし，ここで特筆すべきは，試験空洞フィールドの地圧強度比はほぼ 1.0 であり，既存の割目はほとんどなくマッシブな岩である．したがって，相対的には高地圧下にあり，Spalling が発生してもおかしくない初期応力場であると言える．

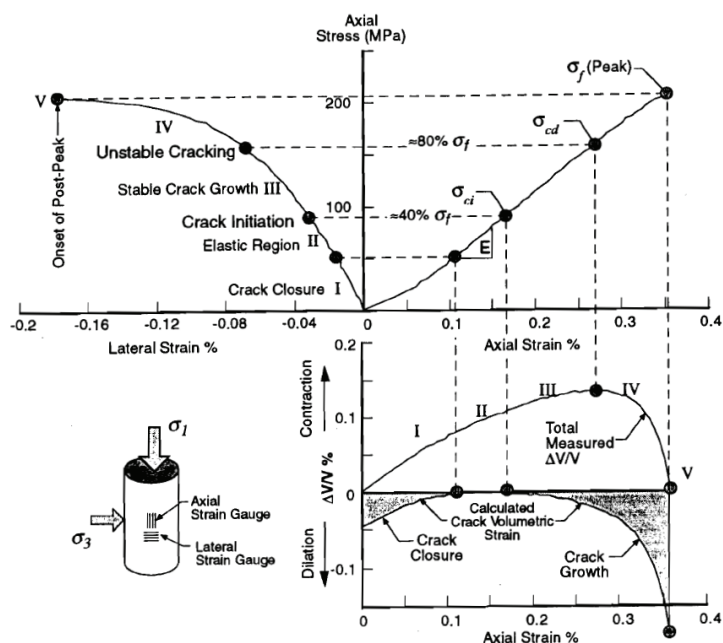
表-1.5.1 Spalling が生じたフィールドの地質，地圧特性

	地質	RMR	In situ stress			σ_c (MPa)	σ_c / σ_1
			σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)		
AECL's URL	Lac du Bonnet granite	—	55	48	14	210	3.8
South Africa Exp. Tunnel	Quartzite	75-80	225	220	85	350	1.6
South Africa Gold mine	Quartzite	80	90	89	70	200	2.2
Chile El Teniente mine	Andesite	62-69	38	31	24	150	3.9

RMR ; Rock Mass Rating, σ_1 ; 第一主応力, σ_2 ; 第二主応力, σ_3 ; 第三主応力, σ_c ; 一軸圧縮強度

ブリITTLEな硬岩の破壊については，Martin and Chandler ¹⁶⁾ が AECL's URL の Lac du Bonnet granite の進行性破壊に関して，低拘束圧下における脆性的な挙動を示す岩盤では，最初に亀裂（マイクロクラック）が開口し，それが広がるため，粘着力と摩擦力が同時に寄与することを妨げており，粘着力成分が損失した後に摩擦力が作用するとしている．マ

マイクロクラックによる粘着力の損失は、初期粘着力の 50 % 以上で、その損失により摩擦角は上昇するが、亀裂の増加に伴い、残留摩擦角まで減少する。低拘束圧下では、粘着力の損失と同等の意味を成す亀裂破壊の蓄積は、軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) が $1/3 \sim 1/2 \sigma_c$ (σ_c : 一軸圧縮強度) の状態で生じる。これは破壊包絡線の亀裂発生限界が $m = 0$ (Hoek-Brown) であるのと同様であると報告している。Martin and Chandler¹⁶⁾ は上記の議論を以下の室内試験から導いている。すなわち、応力 - ひずみ曲線 (図-1.5.2) は、4 つの領域 (Region I ~ IV) に分割され、ダイレーションの開始時期、すなわちマイクロクラックが生じて発展する領域を Region III とし、その応力レベルを σ_{ci} (Crack-initiation stress) としている。その応力レベルはピーク強度の 30 ~ 50 % である。また、横ひずみが急激に上昇する応力レベル、すなわち亀裂の進展が加速する領域を Region IV とし、その応力レベル σ_{cd} (Crack-damage stress) はピーク強度の 70 ~ 85 % 程度としている。



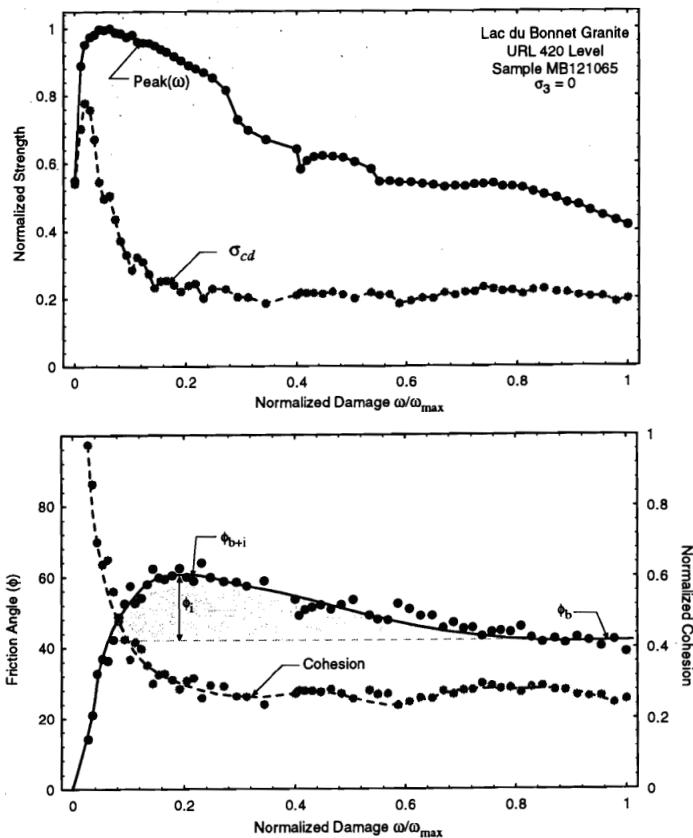
Stress-strain diagram obtained from a single uniaxial compression test for Lac du Bonnet granite showing the definition of crack initiation (σ_{ci}), crack damage (σ_{cd}) and peak strength. Not only the axial and lateral strains are measured. The volumetric strain and crack volumetric strain are calculated.

$$\Delta V / V_{elastic} = \frac{1-2\nu}{E} (\sigma_1 - \sigma_3)$$

where, elastic constants (E, ν) calculated from the linear portion of stress-strain curves in Region II.

図-1.5.2 Lac du Bonnet granite 一軸圧縮試験結果¹⁶⁾

そして、Damage-controlled test (繰返し三軸圧縮試験) を実施して、損傷パラメータ ω ($= \sum \varepsilon_v$: 繰返し試験ごとの体積ひずみの総和、亀裂の積算値に相当) と σ_{ci} , σ_{cd} の変化を整理した結果、低拘束圧の場合には、亀裂発生後には σ_{cd} が σ_{ci} まで低下する (図-1.5.3)。これは σ_{ci} が亀裂の蓄積に依存せず一定であるのに対して、 σ_{cd} は亀裂の蓄積に強く依存している。そして、いったん亀裂が開くと粘着力成分は急激に σ_{ci} まで低下し、その後摩擦成分が一旦上昇するが、最終的には残留摩擦角まで減少して一定値になるとしている。



Mohr-Coulomb criterion;

$$\sigma_1 = 2 S_0 \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) + \sigma_3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

For unconfined test, when sliding starts, the cohesion and friction angle becomes;

$$2 S_0 = \sigma_{cd}, \quad S_0: \text{Cohesion}$$

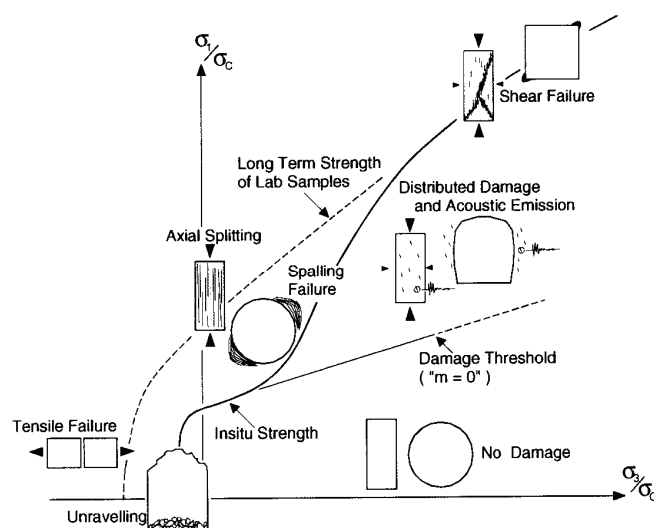
$$\phi = 2 \tan^{-1} \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{cd}} \right) - \frac{\pi}{2}$$

図-1.5.3 損傷パラメータを関数とした粘着力と摩擦角の変化¹⁶⁾

また、Diederichs は、PFC (Particle Flow Code) を用いて、Lac du Bonnet granite の応力-ひずみ関係をシミュレートし、ピーク強度の 30~40 %で初期クラックが発生するとともに、拘束圧 20 MPa であるにも拘らず、引張亀裂とせん断亀裂の比率が 50 : 1 の割合で引張亀裂の発生が支配的であることを示した。そして、これら引張亀裂の蓄積および結合（限界亀裂密度に到達したとき）が巨視的なせん断亀裂へと至らしめるとしている。

Hajiabdolmajid¹⁷⁾ らは、脆性強度の変化は、2 つのステージに分けられ、ピーク挙動前においては、岩の粘着力に支配され、破壊までの残存強度は損傷を受けた岩の亀裂内の摩擦力に支配されるとしている。

Kaiser¹⁸⁾ らの文献において、脆性的な岩盤においては、破壊包絡線は図-1.5.4 に示すような bi-linear な包絡線で表されるとしている。損傷しきい値 (Damage Threshold) 以下では、損傷を受けておらず、それ以上では AE (Acoustic Emission) が観測されるとともに、亀裂が蓄積する。そして、亀裂が蓄積された結果、拘束圧が高い場合には不規則な亀裂の発生を妨げ、巨視的なせん断破壊へと導くとしている。



Schematic of failure envelope for brittle failure, showing four zones of distinct rock mass failure mechanisms: no damage, shear failure, spalling and unraveling.

図-1.5.4 脆性破壊の破壊包絡線の概念図¹⁸⁾

上記のとおり，脆性的な破壊現象は高地圧下のインタクトな岩盤で発生するとされている．試験空洞フィールドの地山強度比は2以下であり，地圧に比べて強度が低いことから，相対的には高地圧な岩盤に相当する．また，地下空洞掘削時の壁面近傍の岩盤は，掘削解放により壁面に対して接線方向の载荷（応力集中）および法線方向の拘束圧低下により一軸応力状態に移行する．その結果，地下空洞周辺岩盤の挙動は低拘束圧状態での岩盤破壊メカニズムに支配されることになる．

本研究においては，試験空洞掘削時に確認された剥落および空洞壁面に平行方向に発生する破壊（Spalling）の要因は，掘削解放に伴う拘束圧の低下により一軸応力状態に移行し，低拘束圧状態で発生した Splitting（割裂）あるいは引張破壊であると考え，その破壊メカニズムを掘削時の拘束圧変化，応力集中など，誘発応力に起因するものと解釈して，研究を進めた．その破壊メカニズムを検証する進め方としては，下記のとおりである．

- ① 空洞掘削時の応力状態を模擬した要素試験（三軸圧縮試験）による破壊モードの議論
- ② 要素試験に基づく低拘束圧域の強度低下を考慮した破壊規準（包絡線）の議論
- ③ 数値シミュレーションによる比較（上記破壊規準による破壊領域と BTV 観察結果による亀裂発生状況比較）
- ④ 空洞掘削後の岩盤内応力（誘発応力）を測定し，その結果に基づき上記破壊規準およびコアディスキング現象を勘案した破壊現象の議論

(3) 軟岩地盤の間隙水の流れと変形の連成挙動

空洞掘削工事における設計・施工段階での主な検討項目は、空洞の力学的安定性であり、その建設に伴う地下水理場に関しては、止水あるいは排水といった検討が大半である。このため、設計段階において地下水の存在が考慮されていても施工の段階では、空洞周辺岩盤の力学計測が主たる計測項目となり、地下水理場の計測は十分にされていない。水封式の石油地下備蓄に関する研究では、水封機能維持という観点から周辺岩盤の透水性や地下水流動場の変化など、水理学的影響の現場計測と解析が行われている¹⁹⁾。

これに対して、放射性廃棄物処分施設は処分空洞周辺の天然バリア性能を評価する必要がある。すなわち、この施設では、地下水流動により放射性核種の漏洩を評価するという意味で、ニアフィールドでの地下水流動特性の評価がきわめて重要な課題となる。これまでに東濃鉱山および釜石鉱山を利用した研究²⁰⁾があり、軟岩を対象にした東濃鉱山では、トンネル掘削前後の変形特性変化、透水特性変化など、力学的・水理学的パラメータの変化による掘削影響領域評価に主眼を置いた研究^{21), 22)}がある。

試験空洞フィールドにおいては、各種の力学計測だけでなく空洞周辺岩盤内で、多段式間隙水圧測定、透水試験等を実施している。掘削中に計測された空洞周辺岩盤における間隙水圧挙動は、全体として掘削の進捗に伴い間隙水圧が漸減する傾向にあるが、間隙水圧計設置位置近傍を掘削した場合に限って、その掘削作業に連動するように一時的に間隙水圧が上昇したり、逆に低下したりする現象が確認された。これらの現象は軟岩の特徴的な挙動であり、掘削解放（岩盤掘削による応力解放）に伴う岩盤挙動と連成した間隙水圧挙動ではないかと想定した。

間隙水の流れと地盤・岩盤の変形・応力の連成に関しては、大津ら^{23), 24)}により、一般的な場における地下水流動に関する支配方程式を誘導し、間隙水と変形・応力の連成効果に関する研究がある。間隙水と変形・応力の連成効果の地下水流動特性に及ぼす影響は、対象とする材料特性に大きく依存し、その一つの判定規準として、材料の変形係数が 1,000 MPa 程度を上回るか否かであるとしている（表-1.5.2）。変形係数が 1,000 MPa を超える場合には、間隙水と変形の連成効果の影響が小さいとしている。試験空洞フィールドの変形係数は、室内試験結果（三軸圧縮 \overline{CU} 試験）では、約 900 MPa であり、大津らによる規準値の境界付近である。掘削問題の応力場はせん断応力卓越場と考えられ、この応力場の場合、軟岩では即時的応答、すなわち掘削時には間隙水の影響は小さく、工学的には無視される領域となっている。また、再配分過程では、間隙水の影響は中程度であり、剛性低

下に伴い影響が発生する評価となっている。これらの間隙水の影響は、簡易な手法として地盤の変形係数のみで議論されているが、実際には地盤の透水係数、掘削速度ならびに排水条件などにより異なることから、詳細な検討を行うためには、これらの地盤・施工条件を考慮する必要がある。

本研究においては、試験空洞で確認された間隙水圧挙動の要因を掘削解放に伴う岩盤挙動と連成した間隙水圧挙動であると解釈し、そのメカニズムの妥当性を数値解析的に検証することとした。モデル化に当たっては、逐次掘削過程を考慮する必要があることから、三次元弾性水 - 土連成解析により検討することとした。

表-1.5.2 地盤・岩盤の連成効果の地下水流動特性に及ぼす影響一覧²³⁾

<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">応力場</div> <div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">間隙水圧 応答場</div> </div>		<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">(体積剛性)</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">基準値: 変形係数 $E=1,000 \text{ MPa}$</div> </div>	
		(剛性小)	
		← 土質材料 →	← 軟 岩 →
		← 硬 岩 →	
せん断応力卓越場	即時的応答	影響小 (工学的には無視される)	影響さらに小 (工学的には無視される)
	再配分過程	影響中 (剛性低下に伴い影響が発生)	影響小 (工学的には無視される)
等方応力卓越場	即時的応答	影響大 (ほぼB値 = 1が成立)	影響小 (B値 < 1)
	再配分過程	最も影響大	影響小 (工学的には無視される)

※ 参考文献 23) を一部加筆修正

(4) 空洞挙動に関する数値解析手法

数値解析の分野では、差分法や境界要素法なども用いられているが、有限要素法がその中心的な解析手法であると言える。1956年に Turner, Clough, Martin らによって有限要素法が発表され、Zienkiewicz ら²⁵⁾によって土木分野への有限要素法が普及し、ダム解析、浸透流解析など、比較的早くから地盤力学の分野に応用されている。

地下空洞の掘削問題については、本島・日比野²⁶⁾が多く地下発電所に支保、異方性、非線形性、クリープの問題に適用し多くの実績を残している。そして、ひずみ軟化現象を再現する研究²⁷⁾を進めて応力再配分の課題を示し、工藤ら²⁸⁾によって、応力再配分を考慮した予測解析が、東京電力(株)葛野川発電所、地下発電所空洞の当初設計時から本格的に

適用され、支保の効果を定量的に評価するひずみ軟化モデルを用いた非線形解析手法が確立された。

岩盤の力学的挙動に支配的となる岩盤不連続面を考慮できるモデルとしては、①不連続体解析手法、②連続体解析手法に大別される。

不連続体解析手法は、不連続面の幾何学的特性に大きく依存する破壊挙動を解析する手法、すなわち特定の弱層等に着目して不連続挙動を扱う手法であり、Goodman et al.²⁹⁾ のジョイント要素が用いられている。また、解析対象の岩盤を剛体ブロックの集合体として扱う個別剛体要素法: DEM³⁰⁾、剛体バネモデル: RBSM³¹⁾、また、ブロックを弾性体として扱う修正仮想変位法: FESM³²⁾、不連続変形法: DDA³³⁾ 等がある。

連続体解析手法は、等方性岩盤、異方性岩盤に関わらず不特定多数の不連続面が介在する岩盤を対象として、岩盤を等価な連続体に置き換えて解析する方法であり、等価弾性コンプライアンスモデル³⁴⁾、クラックテンソルモデル³⁵⁾、損傷テンソルモデル³⁶⁾、MBC モデル³⁷⁾ 等がある。

放射性廃棄物処分の地下施設は、処分空洞、連絡トンネル、アプローチトンネルなどから構成され、その地下施設の主要な各空洞には、建設・操業・閉鎖時の長期間にわたり、物流経路の確保、人工バリア設置のための必要内空断面の確保が必要となる。核燃料サイクル開発機構によるいわゆる 2000 年レポートにおいて、地層処分に関するフィージビリティスタディが実施されており、地層処分における力学モデルを以下のように扱っている³⁸⁾。

- ・建設時のトンネルの概略検討として、理論解析（岡の理論解、Egger の弾塑性理論解）を適用。
- ・建設時のトンネルの詳細検討では、二次元、三次元の弾塑性 FEM 解析が実施されており、Mohr-Coulomb の破壊規準を適用。
- ・建設、操業、閉鎖段階の長期的な挙動評価においては、大久保ら^{39),40),41)}により提案された非線形 Maxwell モデルの一種であるコンプライアンス可変型モデルによる解析を適用。

堆積軟岩空洞の挙動予測にあたっては、建設時を対象とする場合には、軟岩特性であるひずみ軟化・硬化特性、ダイレイタンス挙動、間隙水圧の影響を考慮する必要がある。また、操業から閉鎖時までの長期間を対象とする場合には、岩盤の時間依存性を扱える構成モデル（粘弾性モデル、弾粘塑性モデル）となり、長期安定性を評価するうえでは、破壊現象を取り扱う必要があるため、クリープ変形とクリープ破壊を考慮できる構成モデル

が望ましい。クリープ変形とクリープ破壊を評価できる構成モデルとしては、上記の大久保モデルのほか、応力履歴テンソルを導入して摩擦による強度成分の変化を表すことにより、ひずみ軟化－硬化挙動、ダイレイタンスーを再現するとともに、ひずみ速度を時間速度に拡張して時間依存性を再現するモデルが、足立・岡ら^{42),43),44),45),46),47),48)}により定式化されている。粘性土の圧密特性、ダイレイタンスー特性を再現できる Cam-clay 型の弾塑性モデルにレオロジー特性を考慮したモデルが、関口・太田ら⁴⁹⁾によって定式化されている。これらのモデルは有効応力で定式化されている。山富ら⁵⁰⁾はスプリングとダッシュポッド、スライダーの3要素からなるレオロジーモデルを適用して破壊以降の変形特性やひずみ速度の増加を表現できる弾粘塑性構成モデルを定式化している。足立・岡は超過応力型の粘塑性モデルと Cam-clay モデルによる弾粘塑性モデル⁵¹⁾を粘性土に対して構築し、ひずみ速度依存性、クリープ、応力緩和を記述しているが、木元・岡は構造の変化を考慮するよう拡張し、構造劣化に伴うひずみ軟化現象やクリープ破壊を記述できるモデルを提案している⁵²⁾。このモデルは初期異方性や構造異方性を表現可能であり、正規圧密粘土、過圧密粘土ならびに軟岩へ適用されている^{51,52,53)}。

(5) 足立・岡等によるひずみ軟化型弾粘塑性構成式

足立・岡⁴²⁾はひずみ測度および応力履歴テンソルを導入することにより軟岩のひずみ硬化 - 軟化挙動とダイレイタンスー挙動を説明できる弾塑性構成式を提案している．その構成式では，図-1.5.5 に示すように材料強度の発現は摩擦によるものとそれ以外の粘着力，セメンテーションや粒子のかみ合わせなどによる二つから成っていると考え，ひずみ軟化現象を捉えている．これはせん断過程において，ひずみが比較的小さい間は摩擦による強度成分は小さく，粘着力やセメンテーションなどによる成分が支配的であるが，ひずみが増加するに従い粘着力やセメンテーションに基づく強度発現は解除され，摩擦によるものが卓越すると考えている．すなわち，ひずみ軟化過程は粘着力，セメンテーションならびに粒子のかみ合わせに等による強度成分が解放され，摩擦による強度成分が増大する過程であると考え，この摩擦による強度成分のせん断過程における変化を表すために応力履歴テンソルという新たな状態量を導入した．

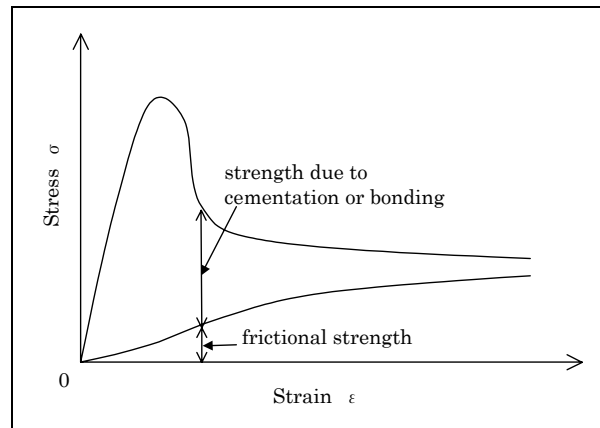


図-1.5.5 Schematic diagram of stress-strain relation with strain softening⁴²⁾

以下に足立・岡による弾塑性構成式から弾粘塑性構成式までの誘導過程について示す．全ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}$ は，弾性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性ひずみ $d\epsilon_{ij}^p$ の和で与えられるとする．

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (1-1)$$

弾性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}^e$ は，等方線形弾性体と仮定すれば次式で与えられる．

$$d\epsilon_{ij}^e = dS_{ij} / 2G + d\sigma_m \delta_{ij} / 3K \quad (1-2)$$

ここに， $S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij}$ は偏差応力テンソル， $\sigma_m = \sigma_{ij} \delta_{ij} / 3$ は平均主応力， δ_{ij} はクロネッカーのデルタである．

一方，塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}^p$ は次の非関連流動則で与えられると仮定する．

$$d\varepsilon_{ij}^p = H \frac{\partial f_p}{\partial \sigma_{ij}} df_y \quad (1-3)$$

ここに， f_y は降伏関数， H はひずみ硬化 - 軟化パラメータ， f_p は塑性ポテンシャル関数をそれぞれ表している．

降伏関数 f_y は，現在の応力には直接依存せず，応力履歴比 η^* とひずみ硬化パラメータ κ の関数として次式で表されたとする．

$$f_y = \eta^* - \kappa \quad (1-4)$$

なお，応力履歴比 η^* は応力履歴テンソル σ_{ij}^* の不変量で次のように定義づける．

$$\eta^* = (S_{ij}^* S_{ij}^* / \sigma_m^{*2})^{1/2} = \frac{\sqrt{2J_2^*}}{\sigma_m^*} \quad (1-5)$$

ここに， $S_{ij}^* = \sigma_{ij}^* - \sigma_m^* \delta_{ij}$ は応力履歴テンソルの偏差成分であり， $\sigma_m^* = \sigma_{ij}^* \cdot \delta_{ij} / 3$ はその等方成分で， $J_2^* = S_{ij}^* S_{ij}^* / 2$ は偏差成分の第二不変量である．

ひずみ硬化パラメータ κ の増分は次式で定義する．

$$d\kappa = \frac{G'(M_f^* - \kappa)^2}{M_f^{*2}} \cdot d\gamma^p \quad (1-6)$$

ここで，

$$d\gamma^p = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2} \quad (1-7)$$

$$de_{ij}^p = d\varepsilon_{ij}^p - d\varepsilon_v^p / 3 = d\varepsilon_{ij}^p - d\varepsilon_{kk}^p \delta_{ij} / 3 \quad (1-8)$$

である．

式(6)を，比例載荷条件下で積分すると，次のような双曲線関数になる．

$$\kappa = \frac{M_f^* G' \gamma^p}{M_f^* + G' \gamma^p} \quad (1-9)$$

ここに， M_f^* は残留状態の η^* の値である． G' は双曲線型ひずみ硬化関数の初期接線勾配であり（図-1.5.6 参照），残留状態において除荷・再載荷を行った場合の初期接線勾配から決定できる．

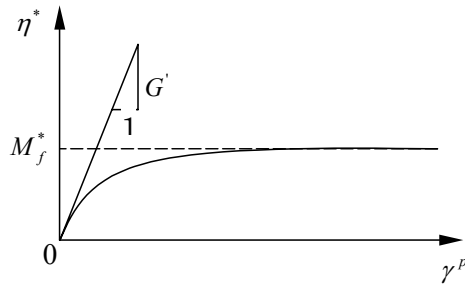


図-1.5.6 残留状態の $\eta^* \sim \gamma_p$ 関係

塑性ポテンシャル関数は、現在の応力の関数と考え次式で与えられるとする．

$$f_p = \bar{\eta} + \bar{M} \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] = 0 \quad (1-10)$$

ここに、 $\bar{\eta}$ は次式で与えられる応力比であり、 b と σ_{mb} は図-1.5.7 に示すように塑性ポテンシャル関数のパラメータである．

$$\bar{\eta} = [S_{ij} S_{ij} / (\sigma_m + b)^2]^{1/2} \quad (1-11)$$

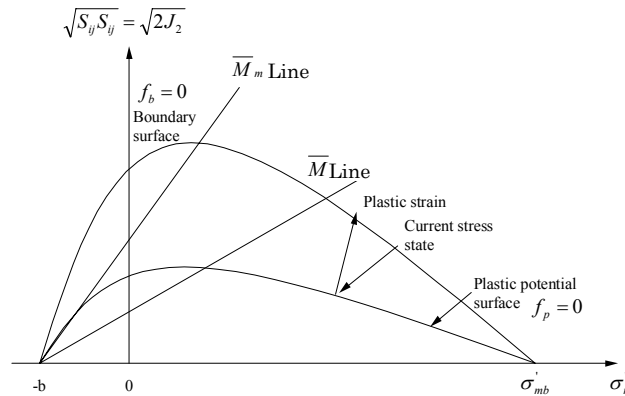


図-1.5.7 塑性ポテンシャル曲面⁴¹⁾

ここで、塑性ポテンシャル関数 f_p の変化し得る限界を規定する過圧密境界面 f_b を次のように定義する．なお、過圧密境界面 f_b は、その内側 ($f_b < 0$) では過圧密的挙動を、外側 ($f_b \geq 0$) では正規圧密的挙動をする限界を与えるものである．

$$f_b = \bar{\eta} + \bar{M}_m \ln[(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] = 0 \quad (1-12)$$

これは過圧密領域で塑性ポテンシャル関数に変化できる範囲の限界を与えている．式中の \bar{M}_m は過圧密境界面パラメータで、せん断過程において最大の体積圧縮ひずみが生じるときの $\bar{\eta}$ の値である．

b および σ_{mb} は材料の内部構造を表現するパラメータである． σ_{mb} は塑性体積ひずみの値に応じて変化するものとして次式で定義する．

$$\sigma_{mb} = \sigma_{mb0} \exp\left(\frac{\nu^p}{\lambda_v - \kappa_v}\right) \quad (1-13)$$

ここに、 σ_{mb0} は σ_{mb} の初期値で、圧密降伏応力に相当する。 λ_v および κ_v はそれぞれ、等方圧密曲線（体積ひずみ $\nu \sim \ln \sigma_m$ 曲線）の正規圧密領域および過圧密領域における傾きである。

このような過圧密境界関数の導入により、式(10)の \bar{M} は、過圧密領域においては、

$$\bar{M} = -\bar{\eta} / \ln [(\sigma_m + b)/(\sigma_{mb} + b)] \quad (1-14)$$

正規圧密領域では、

$$\bar{M} = \bar{M}_m \quad (1-15)$$

とそれぞれ与えられる。

塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}$ は、塑性負荷過程に対する Prager の適合条件、

$$df_y = d(\eta^* - \kappa) = 0 \quad (1-16)$$

と式(1-3)の流動則、式(1-9)のひずみ硬化パラメータおよび式(1-10)の塑性ポテンシャル関数を用いることで以下のように求まる。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \left(\frac{\bar{\eta}_{ij}}{\bar{\eta}} + (\bar{M} - \bar{\eta}) \frac{\delta_{ij}}{3} \right) \left(\frac{\eta_{kl}^*}{\eta^*} - \eta^* \frac{\delta_{kl}}{3} \right) \cdot \frac{d\sigma_{kl}^*}{\sigma_m^*} \quad (1-17)$$

$$\Lambda = \frac{M_f^{*2} (\sigma_m + b)}{G' (M_f^* - \kappa)^2} \quad (1-18)$$

ひずみ軟化型弾塑性構成式は、式(1-1)に式(1-2)および式(1-17)を代入することで導かれる。そして、足立・岡ら^{43),44),45)} は、時間依存性を表現するために、ひずみ測度を時間測度に拡張させることにより、ひずみ速度効果をも説明できるひずみ軟化型弾粘塑性構成式を提案した。時間測度を次式のように定義した。

$$\begin{aligned} dz &= g(F)^a dt \\ F &= \hat{F}(I_1, I_2) \end{aligned} \quad (1-19)$$

ここに、 dz は時間測度増分、 dt は実時間増分、 g は実験的に定義されるひずみ測度関数で I_1 、 I_2 はひずみ測度テンソルの 1 次、2 次不変量であり、以下のように定義される。

$$I_1 = \dot{\varepsilon}_{kk}, \quad I_2 = \sqrt{\dot{\varepsilon}_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij}}$$

a は、ひずみ測度の時間依存性パラメータである。

応力履歴テンソル σ_{ij}^* は新しい時間測度 z の応力履歴の関数として以下のように表現される。

$$\sigma_{ij}^* = \int_0^z \frac{1}{\tau} \exp[(z-z')/\tau] [\sigma_{ij}(z') - \sigma_{ij}(0)] dz' + \sigma_{ij}^*(0) \quad (1-20)$$

ここに、 τ は時間測度に関する応力の遅延を表す応力履歴パラメータで、 $\sigma_{ij}(0)$, $\sigma_{ij}^*(0)$ は $z=0$ のときの応力テンソルおよび応力履歴テンソルの値である。

さらに、地盤材料の挙動は、その状態の瞬間のひずみ速さのみではなく、その状態に至るまでの平均ひずみ速さに依存すると考え、時間測度の関数を下記のように定義した。

$$dz = \left[C \cdot \frac{\bar{F}}{\bar{F}_0} + (1-C) \cdot \frac{F}{F_0} \right]^a dt \quad (1-21)$$

$$\bar{F} = \hat{F}(\bar{I}_1, \bar{I}_2), \quad \bar{I}_1 = \bar{\varepsilon}_{kk} / \bar{t}, \quad \bar{I}_2 = \sqrt{\bar{\varepsilon}_{ij} \bar{\varepsilon}_{ij}}, \quad \bar{\varepsilon}_{ij} = \int \dot{\varepsilon}_{ij} dt, \quad \bar{\varepsilon}_{ij} = \bar{\varepsilon}_{ij} / \bar{t}$$

ここで、 $\dot{\varepsilon}_{ij}$ はひずみ速度テンソル、 $\bar{\varepsilon}_{ij}$ および \bar{t} はそれぞれせん断開始からの総ひずみおよび総時間、 $\dot{\varepsilon}_{ij}$ はひずみ速度テンソルの偏差成分、 \bar{F}_0 , F_0 は \bar{F} , F の基準不変量である。

a , C は、時間依存性パラメータで、それぞれひずみ速度パラメータ、遷移クリープパラメータと称している。軸対称三軸条件下では、式(1-21)は下記のように表現される。

$$dz = \left[C \cdot \frac{\bar{\dot{\varepsilon}}_{11}}{\dot{\varepsilon}_{110}} + (1-C) \cdot \frac{\dot{\varepsilon}_{11}}{\dot{\varepsilon}_{110}} \right]^a dt = \left[C \cdot \frac{\bar{\varepsilon}_{11}/\bar{t}}{\dot{\varepsilon}_{110}} + (1-C) \cdot \frac{\dot{\varepsilon}_{11}}{\dot{\varepsilon}_{110}} \right]^a dt \quad (1-22)$$

この新しい時間速度を用いて、軸対称三軸試験下での時間依存性挙動を、下記のように表現する。

- a) ひずみ測度効果を表すときは、定ひずみ速させん断であるので、 $\bar{\dot{\varepsilon}}_{11} = \dot{\varepsilon}_{11}$ となり、次式となる。

$$dz = \left(\frac{\dot{\varepsilon}_{11}}{\dot{\varepsilon}_{110}} \right)^a dt \quad (1-23)$$

- b) 応力を保持する三軸クリープ条件を表すときは、次式となる。

$$dz = \left[C \cdot \frac{\bar{\dot{\varepsilon}}_{11}}{\dot{\varepsilon}_{110}} + (1-C) \cdot \frac{\dot{\varepsilon}_{11}}{\dot{\varepsilon}_{110}} \right]^a dt \quad (1-24)$$

- c) 応力緩和を表すときは、 $\dot{\varepsilon}_{11} = 0$ であるので、次式となる。

$$dz = \left(C \cdot \frac{\bar{\varepsilon}_{11}/\bar{t}}{\dot{\varepsilon}_{110}} \right)^a dt = \left(C \cdot \frac{\bar{\varepsilon}_{110}}{\dot{\varepsilon}_{110} \bar{t}} \right)^a dt \quad (1-25)$$

そして、足立・岡・曾良岡・小池⁴⁶⁾ は軟岩の時間依存性挙動の説明をするために、多孔質凝灰岩大谷石の一種である戸室石に対して定ひずみ速度排水圧縮試験、排水クリープ試験

を行い、その試験結果に基づいて、赤井らによる唯一的な応力 - ひずみ - 時間の関係、Vaidの応力 - ひずみ - ひずみ速度状態面の概念ならびに材料のひずみ軟化 - 硬化挙動とひずみ速度効果を再現できる上記構成式を用いて地盤材料の時間依存性挙動の統一的な説明を行った。そして、Adachi, Oka and Zhang⁴⁷⁾により、大谷石の室内試験結果に基づきひずみ軟化型弾 - 粘塑性構成式の適用性検証が成され、軟岩のような過圧密地盤材料のひずみ軟化・硬化挙動ならびにダイレイタンス挙動を再現できること、軟岩の時間依存性挙動(ひずみ速度効果、クリープ、クリープ破壊、応力緩和)を再現できることを検証した。

軟岩の特徴として、ひずみ軟化・硬化挙動、時間依存性挙動のほか、変形特性および強度特性が拘束圧あるいは荷重レベルによって変動する拘束圧依存性がある。このため、軟岩地盤における掘削問題を取り扱うためには、掘削により変化する変形、強度の拘束圧依存性を考慮する必要がある。上記構成式は拘束圧ごとにパラメータが設定されることから、他の拘束圧の試験結果を再現できないという問題がある。そこで、足立・岡・小高・古林・尾崎⁴⁸⁾は、ひずみ軟化型弾塑性構成式を用いて、大谷石の三軸圧縮試験結果に基づき算定されたパラメータを拘束圧の関数として定式化し、シミュレーション解析を行っている。その検証結果では、低拘束圧下においては、試験結果を説明できることを確認している。

大断面の空洞を掘削する場合には、ベンチ掘削など、空洞を分割して掘削することになり、空洞周辺での拘束圧およびひずみ速度が変化する。足立・岡により発展してきた構成式は、軟岩の特徴的な挙動をほとんど考慮できる構成式となっているが、掘削時の拘束圧変化を十分に考慮させることが課題となっている。また、強度特性のひずみ速度依存性は考慮されているものの、ひずみ速度の変化に伴う剛性変化、すなわち変形特性のひずみ速度依存性が考慮されていない。

本研究においては、軟岩地盤を対象にした放射性廃棄物処分空洞の建設時から作業時の長期間にわたる挙動予測解析の信頼性向上を図ることを念頭に、ひずみ軟化型弾 - 粘塑性構成式の材料パラメータに対して、拘束圧依存性およびひずみ速度依存性を考慮したモデルを構築することとした。検討の進め方は下記のとおりである。

- ① 材料パラメータに拘束圧依存性およびひずみ速度依存性の定式化
- ② 室内試験のシミュレーション解析
- ③ 堆積軟岩空洞掘削問題への適用

1.6. 本研究の特徴と意義

本研究は堆積軟岩を対象にした大規模空洞掘削時の調査，情報化設計施工，掘削時の特徴的な挙動をもとに，その空洞の力学的安定性および掘削損傷領域（Excavation Damage Zone）に関する評価を実施した．さらに，堆積軟岩空洞の掘削時および長期挙動をシミュレートできる挙動予測手法を発展，拡張して実岩盤で信頼性の高い挙動予測を行うにあつたての適用性について研究した点が特徴である．

研究にあたっては，青森県六ヶ所村において，低レベル放射性廃棄物のうち比較的放射能レベルの高い廃棄物を埋設する余裕深度処分埋設施設のフェージビリティスタディのために掘削した試験空洞フィールドを対象にした．本試験空洞は，堆積軟岩層地下深部 約 100 m の位置に将来の埋設施設処分空洞と同等規模の径約 18 m 級の大規模空洞を掘削したものである．この深度の堆積軟岩層に径 18 m 級の大空洞は国内最大であり，しかも，地山強度比が 2 以下と小さいことから相対的には高地圧な岩盤に相当する．

本研究の成果は，本施設となる処分空洞の合理的な設計に資するばかりでなく，処分空洞建設時，操業時の安定性確保ならびにトラブルや想定外事象に遭遇した場合の原因究明，解決策の立案に当たっての考え方に大きく貢献できるものとする．そして，高レベル放射性廃棄物を対象にした地層処分施設およびその他堆積軟岩層に掘削する地下施設への掘削時，長期安定性評価へも適用することができることから，極めて意義のあるものとする．

参考文献

- 1) Yamato, A: The current status of JNFL sub-surface disposal plan for relatively higher LLW, IAEA-NEA International Conference on the Safety of Radioactive Waste Disposal, IAEA-CN-135, pp.153-156, 2005.
- 2) 現行の政令濃度上限値を超える低レベル放射性廃棄物処分の基本的考え方：原子力委員会，原子力バックエンド対策専門部会，1998.10.
- 3) 大槻英夫：放射性廃棄物処分施設の設計検討状況，岩の力学連合会岩の力学 News，No.079，2005.
- 4) 鈴木義和：低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分施設の調査について，土木学会岩盤力学委員会ニューズレター，No.12，2007.

- 5) Kim, K and J. A. Franklin: ISRM suggested method for rock stress determination using the Hydraulic Fracturing Technique, Int. J. Rock. Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 24, No.1, pp.59-63, 1987.
- 6) 佐久間彰三, 菊地慎二, 中村哲也, 水田義明 : ダブルフラクチャリング法による 3 次元応力場の決定, 土木学会論文集, 448/III-19, pp.9-18, 1992.
- 7) Cornet, F. H and B. Valette: In situ stress determination from hydraulic injection test data. J. Geophys. Res. 89, 11527-11537, 1984.
- 8) Kim, K and J. A. Franklin: ISRM suggested method for rock stress determination using a USBM-type drillhole deformation gauge, Int. J. Rock. Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 24, No.1, pp.63-68, 1987.
- 9) Kanagawa, T., Hibino, S. and T. Ishida: In-situ stress measurements by the over-coring method — Development of an 8-element gauge for 3-dimensional estimation —, CRIEPI report, pp.1-21, 1988.
- 10) Kim, K and J. A. Franklin: ISRM suggested method for rock stress determination using the a CSIR- or CSIRO- type cell with 0 or 12 strain gauges, Int. J. Rock. Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 24, No.1, pp.68-73, 1987.
- 11) Sugawara K. and Obara Y.: Measurement of in-situ rock stress by hemispherical-ended borehole technique, Int. J. Min. Sci. and Technology, 3, pp.287-300, 1986.
- 12) Sugawara, K and Y. Obara: Draft ISRM suggested method for in situ stress measurement using the compact conical-ended borehole overcoring (CCBO) technique, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 36, No. 3, pp.307-322, 1999.
- 13) Sakaguchi, K., Yoshida, H., Minami, M., Suzuki, Y. and K. Matsuki: Development of downward compact conical-ended borehole overcoring technique for rock stress measurement at great depth, Proc. of 10th Congress of the ISRM, Vol.2, 1007-1010, 2003.
- 14) Hoek, K., Kaiser, P.K. and W. F. Bawden: Support of Underground Excavation in Hard Rock, Rotterdam, A. A. BALKEMA, 2000.
- 15) Martin, D : Preliminary assessment of potential underground stability (wedge and spalling) at Forsmark, Simpevarp and Laxemar sites, SKB Report R-05-71, 2005.
- 16) Martin, C. D. and Chandler, N. A.: The progressive fracture of Lac du Bonnet granite, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech., Vol.31, No.6, pp.643-659, 1994.

- 17) Hajiabdolmajid, V., Martin, C. D. and Kaiser, P. K.: Modelling brittle failure of rock, Proc. of Pacific Rocks 2000, pp.991-998, 2000.
- 18) Kaiser, P. K., Diederichs, M. S., Martin, C. D., Sharp, J. and Steiner, W.: Invited Keynote; Underground Works in Hard Rock Tunneling and Mining. In Keynote lecture at Geo. Eng. 2000, Melbourne, Australia, CD-ROM, 2000.
- 19) 岡本淳, 有元元, 山本和彦, 大津宏康: 菊間地下石油備蓄基地建設工事での空洞掘削に伴う地下水挙動に関する検討, 土木学会論文集, No.480/IV-21, pp.33-42, 1993.
- 20) わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第2次取りまとめ—分冊1 わが国の地質環境, JNC TN1400 99-021, pp.III126-III141, 1999.
- 21) 吉岡尚也, 杉原弘造, 谷本親伯, 木山英郎: 空洞周りのゆるみ域の現場計測とその評価方法について, 第9回岩の力学国内シンポジウム, pp.617-622, 1994.
- 22) 杉原弘造, 亀村勝美, 二宮康郎: 堆積軟岩での発破による掘削影響の現場計測に基づく検討, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.239-251, 1998.
- 23) 大津宏康, 大西有三, 亀村勝美: 間隙水と変形・応力の連成を考慮した地盤構造物の設計に関する一考察, 土木学会論文集, No.457/III-21, pp.87-96, 1992.
- 24) 大津宏康, 瀧 治雄, 亀村勝美: 堆積軟岩における空洞掘削に伴う地下水流動特性評価に関する検討, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.76-80, 1992.
- 25) Zienkiewicz, O. C. and Cheng, Y. K.: The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, McGraw-Hill, 1967
- 26) 日比野敏, 林正夫, 本島睦: 異方性岩盤（花崗岩類）における大規模地下空洞の岩盤挙動に関する考察, 電力中央研究所報告, No.379028, 1980.
- 27) 本島睦, 日比野敏: 地下空洞周辺岩盤内応力変化の解析的検討—緩み領域の強度低下を考慮する解析手法の開発—, 電力中央研究所, No.382018, 1982.
- 28) 工藤奎吾, 小山俊博, 鈴木康正: 大規模地下空洞支保設計への数値解析の適用について, 土木学会論文集, No.588/VI-38, pp.37-49, 1998.
- 29) Goodman, R.E., Taylor, R. and T. L. Brekke: A model for the mechanics of jointed rock, J. Soil Mechs. And Found. Eng., ASCE, SM3, 94, pp.637-659, 1968.
- 30) Cundall, P. A.: A Computer model for simulating progressive, Large Scale Movements in Blocky Rock System, ISRM symposium, Nancy, France, pp.11-18, 1971

- 31) 川井忠彦：離散化極限解析手法に関する最近の話題，生研セミナーテキスト，1986.
- 32) 浜島良吉：修正仮想変位法および修正仮想応力法に基づく要素内変形を考慮した不連続体解析，第42回応用力学連合講演会，pp.263-264，1993.
- 33) 佐々木猛，大西有三，吉中龍之進：不連続変形法（DDA）とその岩盤工学への適用に関する研究，土木学会論文集，No.493/III-27，pp.11-20，1994.
- 34) Singh, B.: Continuum characterization of jointed rock masses, Part 1, The constitutive equations, Int. J. Rock Mech., Sci., Vol.10, pp.311-335, 1973.
- 35) 山辺正，原夏生，小田匡寛：クラックテンソルによる節理性岩盤の複合降伏モデルに関する研究，土木学会論文集，No.505/III-29，pp.59-68，1994.
- 36) 京谷孝史，市川康明，川本眺万：岩盤の力学特性評価における損傷テンソルの適用について，土木学会論文集，No.358/III-3，pp.27-35，1985.
- 37) 吉田秀典，堀井秀之：マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと大規模空洞掘削の解析，土木学会論文集，No.535/III-34，pp.23-41，1996.
- 38) わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第2次取りまとめ－ 分冊2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022，pp.IV221-IV251，1999.
- 39) 大久保誠介，西松裕一，緒方義弘：非線形粘弾性モデルによる坑道変形のシミュレーション，日本鉱業会誌，103-1191，pp.293-296，1987.
- 40) 大久保誠介，金豊年：非線形粘弾性モデルによる円形坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション，資源と素材，Vol.109，pp.209-214，1993.
- 41) 趙顕，福井勝則，大久保誠介：岩石の寸法効果と時間依存性挙動の計算機シミュレーションによる検討，資源と素材，Vol.111，pp.595-600，1995.
- 42) 足立紀尚，岡二三生：軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式，土木学会論文集，No.445/III-18，pp.9-16，1992.
- 43) 足立紀尚，岡二三生：凍結砂のひずみ軟化型弾粘塑性構成式，土木学会論文集，No.454/III-20，pp.75-81，1992.
- 44) 足立紀尚，岡二三生，小池真史，尾崎仁美，福井英大：軟岩の時間依存性挙動とひずみ軟化型弾-粘塑性構成式，第42回地盤工学研究発表会，F-6，pp.1187-1188，1997.

- 45) Adachi, T., Oka, F. and M. Koike: An elasto-viscoplastic constitutive model with strain-softening for soft sedimentary rocks, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No.2, pp.125-133, 2005.
- 46) 足立紀尚, 岡二三生, 曾良岡宏, 小池真史: 軟岩の時間依存性挙動とその統一的な説明, *土木学会論文集*, No.596/III-43, pp.1-10, 1998.
- 47) Adachi, T., Oka, F. and F. Zhang: An elasto-viscoplastic constitutive model with strain softening, *Soils and Foundations*, Vol. 38, No.2, pp.27-35, 1998.
- 48) 足立紀尚, 岡二三生, 小高猛司, 古林秀之, 尾崎仁美: 軟岩の変形・破壊挙動に及ぼす拘束圧の効果とひずみ軟化型弾塑性構成式, *土木学会論文集*, No.666/III-53, pp.117-126, 2000.
- 49) Sekiguchi, H. and H. Ohta: Induced anisotropy and time dependency in clay, *Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMEE*, pp.287-294, 1977.
- 50) 狭川義弘, 山富二郎, 茂木源人: 弾粘塑性解析のための岩盤のモデリング, 第9回岩の力学シンポジウム講演論文集, pp.49-54, 1994.
- 51) Adachi, T. and F. Oka: Constitutive equations for normally consolidated clay based on elastoviscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.57-70, 1982.
- 52) Kimoto, S. and Oka F.: An elasto-viscoplastic model for clay considering destructuralization and consolidation analysis of unstable behavior, *Soils and Foundations*, Vol.45, No.2, pp.29-42, 2005.
- 53) 佐名川太亮, 岡二三生, 木元小百合, 肥後陽介, 太田浩史: 弾粘塑性構成式の珪藻泥岩への適用と三軸試験結果のシミュレーション, 第42回地盤工学会研究発表会講演集, G-02, No.234, pp.467-468, 2007.

第2章 余裕深度処分埋施設試験空洞

本章においては筆者が計画から掘削完了まで携わった日本原燃(株)余裕深度処分埋施設設本格調査，試験空洞の概要，地質，支保設計ならびに情報化設計施工結果等について記述する．さらに計測結果をもとに同定した全応力解析モデルの改良点について記述する．

2.1. 余裕深度処分の概念

2.1.1 対象廃棄物

原子燃料サイクルにおいては種々の放射性廃棄物が発生し，それらの放射性廃棄物は高レベル放射性廃棄物（使用済み燃料の再処理によってウラン，プルトニウムを回収した後に残存する廃液およびそれをガラス固化したもの）と，それ以外の低レベル放射性廃棄物に分類される．低レベル放射性廃棄物は放射能レベルによって4つに細区分され，余裕深度処分施設の対象廃棄物は「放射能レベルの比較的高い廃棄物」である（表-2.1.1 参照）．

表-2.1.1 放射性廃棄物の区分と処分方法¹⁾

廃棄物の種類		廃棄物の例	処分の方法（例）
原子燃料サイクル施設から発生する廃棄物（注1）	原子力発電所から発生する廃棄物	クリアランスレベル以下の廃棄物（放射性物質として扱う必要のないもの）	再利用／一般の物品として処分
	低レベル放射性廃棄物	放射能レベルの極めて低い廃棄物	素掘り処分
		放射能レベルの比較的低い廃棄物	コンクリートピット処分
		放射能レベルの比較的高い廃棄物	余裕深度処分 一般的な地下利用に十分余裕を持った深度，（例えば地下50～100m程度）への処分
		放射能レベルが高く長寿命核種が比較的多く含まれる廃棄物	地層処分
	高レベル放射性廃棄物	燃料棒の部品等を固形化 ガラス固化体	

（注1）・原子燃料サイクル施設から発生する廃棄物のうち，ウラン燃料加工施設などで発生する放射性廃棄物の処分方法については，現在，国において検討中
 ・廃棄物を区分する具体的な放射能レベルについては，現在，原子力安全委員会において検討中

余裕深度処分施設で対象としている廃棄物の代表例として以下の廃棄物があげられる．

- ・原子炉施設の運転に伴って発生する燃料の極近傍で使用された制御棒，チャンネルボックス，炉内構造物等．

- ・ 原子炉施設の運転に伴って発生する発電所の炉水浄化に使われたイオン交換樹脂等.
- ・ 原子炉施設の解体で発生する炉心構成材料.

これらを性状別に見れば放射化金属，黒鉛，樹脂が多く，その他にコンクリート，種々の固体状廃棄物などが含まれる．

2.1.2 処分深度

放射性廃棄物を安全に処分するためには，放射能レベルに応じた深さに処分することや，地下水の動きにくい場所を選定して放射性廃棄物が生活環境に達するまでの時間を長くすることなどにより，生活環境に影響を与えないレベルにまで放射能を減らすことが必要になる．原子力安全委員会から示されている現行の政令濃度上限値を超える低レベル放射性廃棄物処分の基本的考え方²⁾（以下「基本的考え方」という）として，放射性物質によって想定される影響は大きく 2 つに分けられている．一つは，「廃棄物は出来るだけ水と触れないような方法で地下に埋設されるが，長期的には地下水を介して移動し，生活環境に出てくる」．もう一つは，「地下利用に際して掘り起こされて人と接触する可能性がある」．

「基本的考え方」では，一般的であると考えられる人間活動に対して人間が廃棄物に接触することの無いような処分深度を確保することを要件としており，「高層建築物などの基礎を支えることが出来る支持層の上面よりも深く，これに基礎となる地盤の強度などを損なわないための離隔を確保」すれば，現在の大都市における地下利用の状況を踏まえても要件の達成が可能であり，その深度は「例えば 50～100 m 程度」としている．

2.2. 試験空洞調査の概要

日本原燃㈱では，青森県六ヶ所村にウラン濃縮工場，再処理工場，低レベル放射性廃棄物センターなどの原子燃料サイクル施設の建設，操業を進めている．余裕深度処分施設については，日本原燃㈱敷地内に設置可能性を検討するため，2001 年 1 月～2002 年 2 月にかけて予備調査を進めた．その後，さらに詳細な調査を行う目的で 2002 年 7 月～2006 年 3 月にかけて本格調査を実施した．その本格調査の一環として，余裕深度処分埋設空洞の力学的安定性および掘削影響領域（Excavation Disturbed Zone：EDZ）の把握などを目的として，地下深部約 100 m の位置に試験空洞を掘削した（図-2.2.1 参照）．

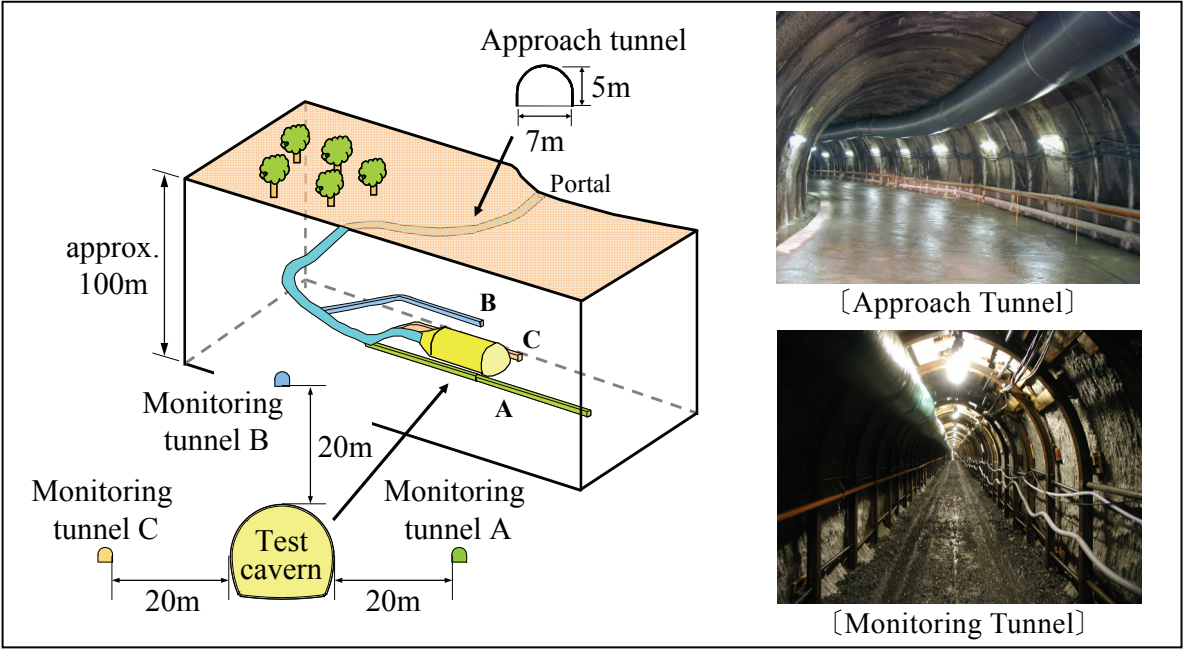


図-2.2.1 試験空洞周辺俯瞰図³⁾

調査工事の工程は 表-2.2.1 に示すとおりであり、延長約 1 km のアプローチトンネル（アクセス用調査坑）の掘削を 2003 年 3 月から開始し、2004 年 4 月から試験空洞壁面から 20 m の離隔をとった位置に計測坑（A, B, C）を掘削して、試験空洞掘削時の掘削影響領域を把握するための調査に必要な計測設備を配置した。その後、試験空洞は 2004 年 10 月に先進導坑の掘削を開始して 2005 年 6 月に最終支保の閉合が完了した。

表-2.2.1 試験空洞調査概略工程表³⁾

	施工開始日	施工終了日	2002年度												2003年度												2004年度												2005年度											
			10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9
アクセス用調査坑	'03/03/08	'04/07/13																																																
計測坑(A)	'04/04/12	'04/05/13																																																
計測坑(B)	'04/07/16	'04/09/11																																																
計測坑(C)	'04/07/16	'04/08/07																																																
試験空洞																																																		
先進導坑	'04/11/01	'04/12/03																																																
アーチ切上げ	'04/12/04	'05/02/10																																																
ベンチ1掘削	'05/02/23	'05/03/26																																																
ベンチ2掘削	'05/03/30	'05/04/25																																																
ベンチ3掘削	'05/04/26	'05/06/01																																																
インバート掘削	'05/06/02	'05/06/15																																																
路盤コンクリート	'05/06/16	'05/07/12																																																

2.3. 試験空洞周辺の地質

(1) 調査地点に分布する地質

調査地点周辺に分布する地質は、下位から新第三紀中新世の主に海成堆積岩からなる鷹架層，更新性の平沼層・段丘堆積層・火山灰層ならびに完新世の沖積低地堆積層である．鷹架層は主に泥岩からなる下部層，砂岩凝灰岩からなる中部層，泥岩からなる上部層に3区分される．地表から標高－300 m までの範囲には中部層が広く分布し，下位より粗粒砂岩層，軽石凝灰岩層，軽石混じり砂岩層，礫混じり砂岩層の4層に区分される⁴⁾．調査地点の地質水平断面図を図-2.3.1に，地質鉛直断面図を図-2.3.2に示す．

調査地点は沼および沢に囲まれた台地であり，台地部付近には f-a 断層が分布する他，sf-b，sf-c と称す堆積時断層が分布している．f-a 断層沿いには断層を境にして接する岩石が混在した部分が認められるが，固結しており周囲の岩石と同程度の硬さを有している．また，この f-a 断層は鷹架層上位に分布する第四紀更新性の段丘堆積物に変位を与えていない．

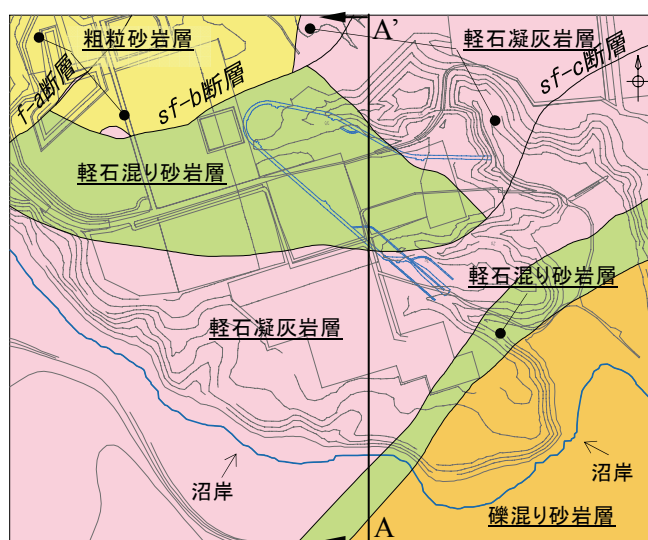


図-2.3.1 地質水平断面図⁴⁾

sf-b～d 断層は構造的断層のような画然とした断層面は無く，上下盤の混在帯はあるが固化しており，通常の断層に見られるような破碎部やせん断性の割目は認められない．これは繰り返し活動していないことを示している．また，混在する範囲には上盤側の凝灰岩をブロック状に取り込む箇所や上下以外の岩種を起源とする碎屑物が注入してきて混在する箇所も認められる．以上の断層の性状は未固結時変形構造の特徴であり，その分布，走行・傾斜，連続性，層序などから，堆積当時の海底地すべりに起因する堆積時断層と推定される．

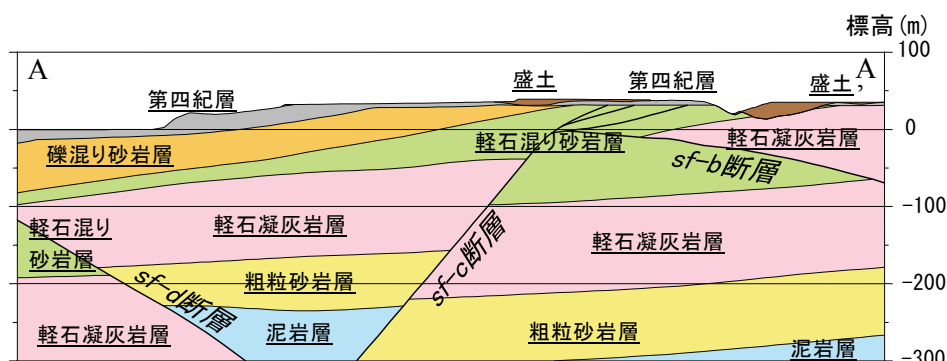


図-2.3.2 地質鉛直断面図⁴⁾

(2) 試験空洞周辺の地質

試験空洞沿いの地質断面図は図-2.3.3 に示すとおりであり、試験空洞は軽石凝灰岩層内に位置している。試験空洞周辺に掘削した計測坑の地質展開図を図-2.3.4 に示す。軽石凝灰岩層には径数 mm～10 cm 程度の軽石を 20～40 %程度含有している。この軽石凝灰岩層は全体的には乱堆積構造を有しているが、軽石の大きさ、含有量から以下の岩質に細区分される。

- ・ 軽石凝灰岩(pt) : 径 2～10 cm 程度の白色軽石を多く含む塊状無層理の軽石凝灰岩である。径 10 cm～数 m のブロック状に分布することが多い。
- ・ 軽石凝灰岩小(tfp) : 径 1 cm 以下の軽石を多く含む軽石凝灰岩。他の岩質と漸移することが多い。
- ・ 凝灰岩(tf) : 径 1 cm 以下の軽石をわずかに含む凝灰岩。ブロック状の軽石凝灰岩(pt)の周辺に挟み層的に分布することが多い。なお、軽石凝灰岩層の上部には層厚 10～15 m 程度で分布する。

試験空洞掘削前に実施したボーリング調査および計測坑掘削時の観察結果では、軽石凝灰岩層には既存の割目はほとんど認められていない。

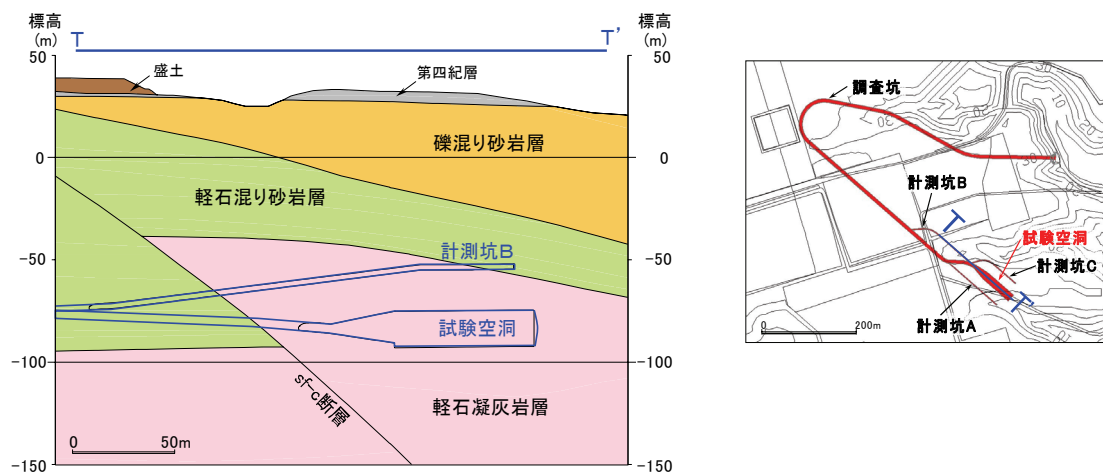


図-2.3.3 試験空洞位置付近の地質断面図³⁾

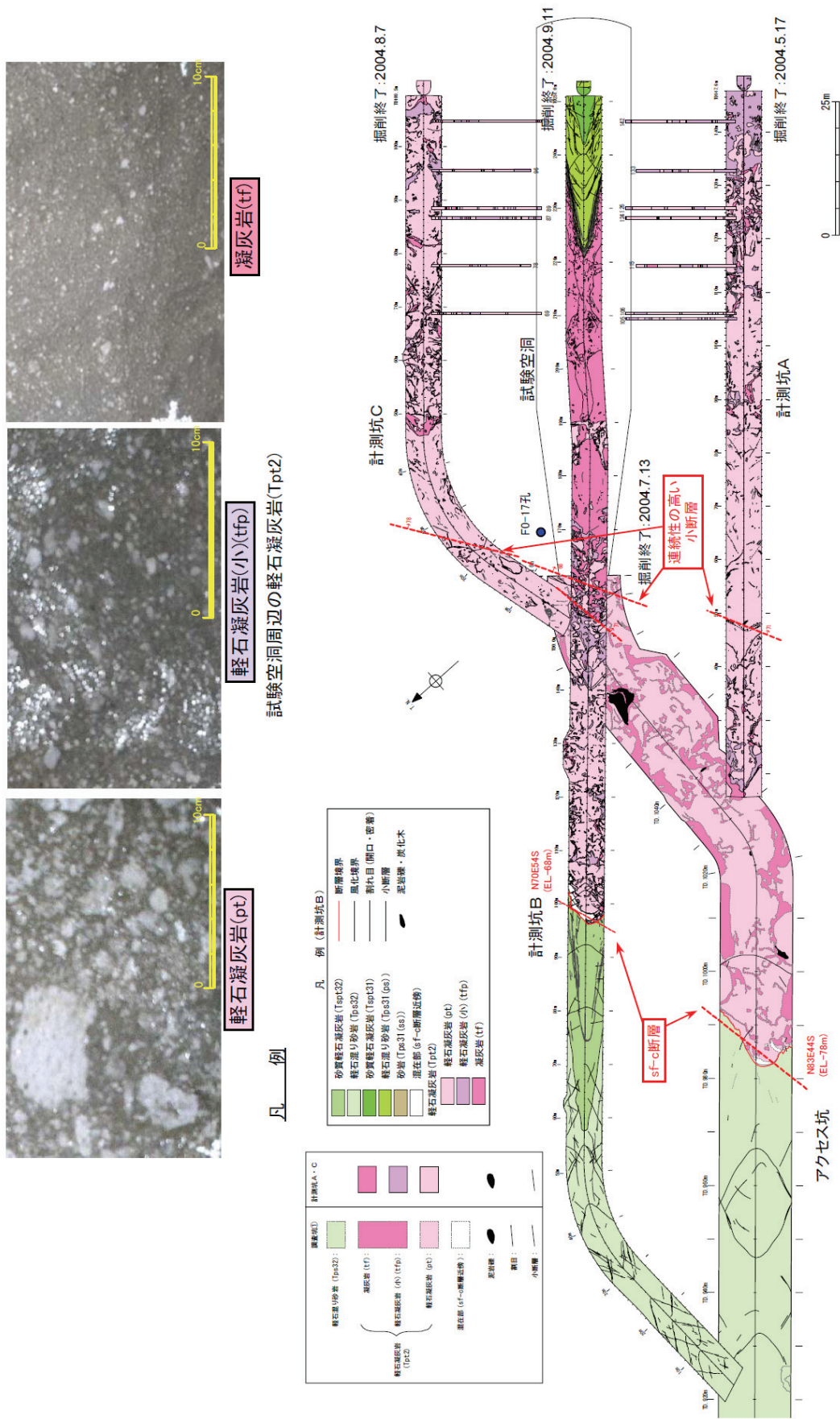
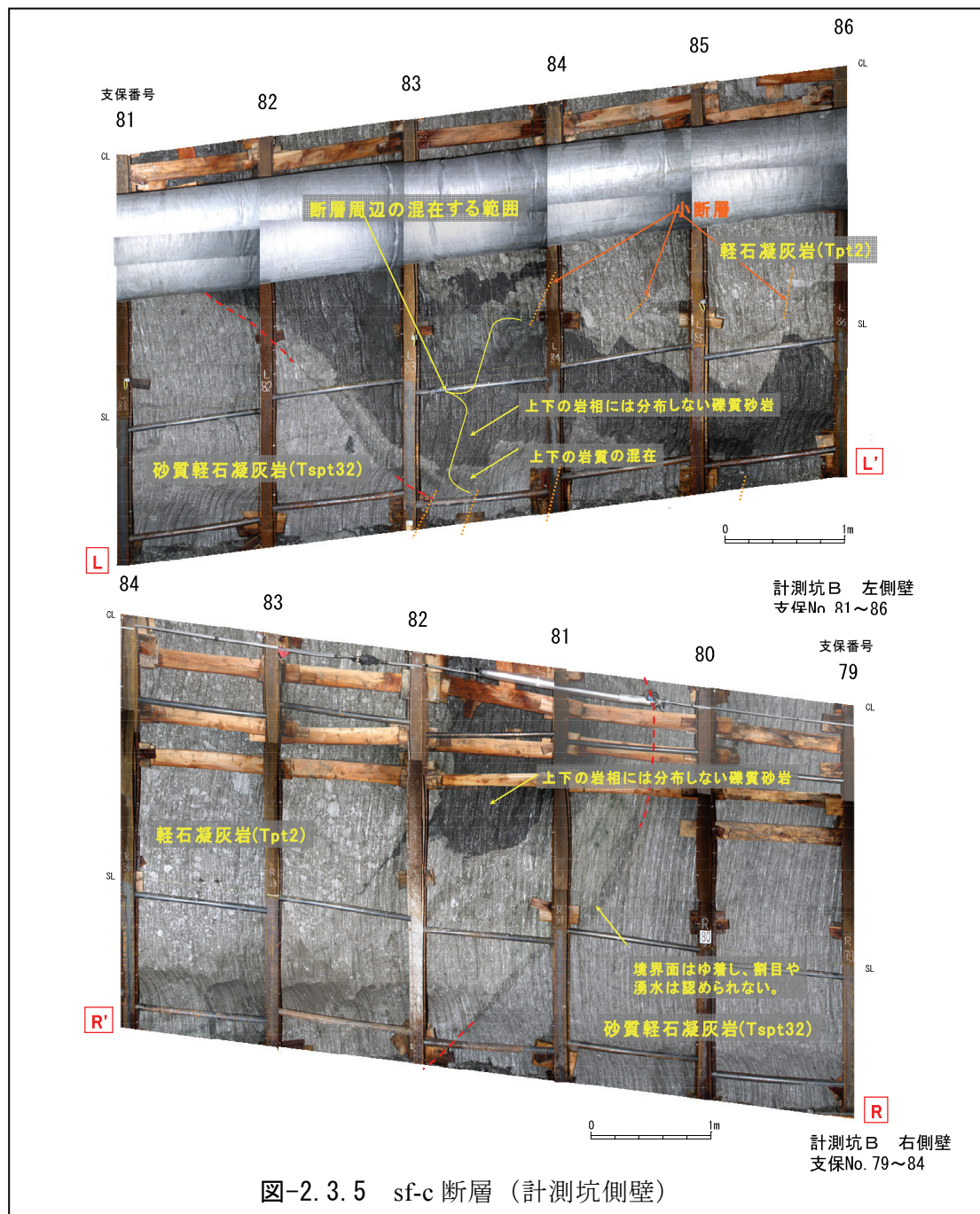


図-2.3.4 試験空洞周辺地質分布 (計測坑地質展開図)

アプローチトンネルおよび計測坑Bで確認されたsf-c断層は図-2.3.5に示すとおりであり、固結、ゆ着し、鏡肌、破碎部などは認められない。断層に沿って幅数cm程度で上盤・下盤の岩質が混在し、上盤・下盤の岩相には分布しない碎屑物をブロック状に含む箇所も認められる。sf-c断層近傍には変位量が数10cm程度の固結・ゆ着した小断層が多く認められ、これらの小断層はsf-c断層を切っている。これらの知見とこれまでの調査（調査坑、ボーリング）で確認された性状、分布、連続性などから、sf-c断層は堆積同時に活動した海底地すべりであると考えられる。



計測坑 A, B, C において, 40 m 以上の連続が推定される東落ち正断層センスの小断層(図-2.3.6) が確認された。この小断層の性状は固結・ゆ着しており, 破碎部や鏡肌などは認められない。また, 断層の上盤・下盤で岩層分布はほとんど変わらないことから, 変位量は小さい。この断層の有無については, 調査坑掘削前に実施した三次元地震探査により軽石混じり砂岩層と軽石凝灰岩層の境界に相当する反射面を東落ちで数 m 程度ずらす不連続面が認められていた(図-2.3.7)。この小断層位置に相当するものであり, 三次元反射法地震探査で数 m 程度の断層まで把握できることが確認された。

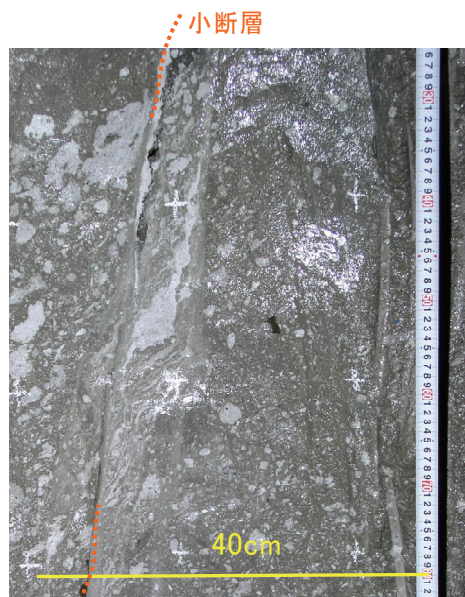


図-2.3.6 小断層
(計測坑 B 右側壁)

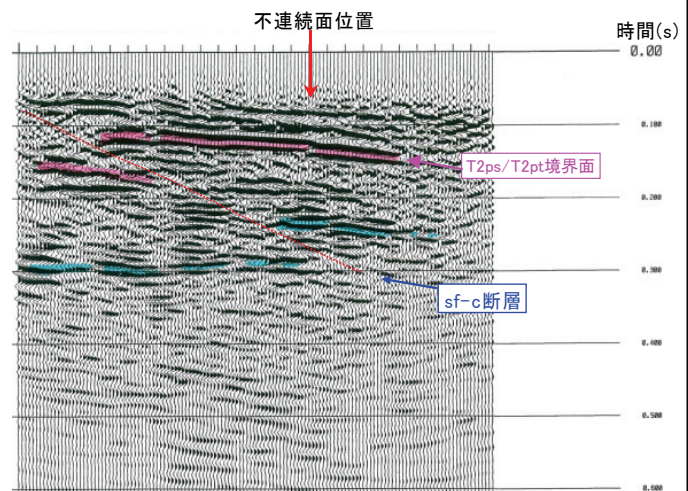


図-2.3.7 三次元地震探査 反射断面図

2.4. 調査用アプローチトンネル掘削時の調査結果

調査用アプローチトンネル掘削時に確認された割目の分布、湧水状況ならびに変形状況に関する結果を図-2.4.1に示す。

(1) 割目の分布

調査用アプローチトンネルで確認された割目は、ほとんどがズレの無い引張性の割目でせん断性の割目はほとんど認められず、全体的な傾向として、切羽割目条数は TD. 0～430 m (EL. -30m 以浅) で多く、TD. 430 m (EL. -30 m 以深) 以降ではそれよりはるかに少ない。例外的に TD. 580～620 m 付近の岩種境界 (Tpps2 / Tspt32 境界) でやや多い。浅部と深部両方に分布する同一岩種で比較しても、深部では浅部の約 1/5～1/7 程度の割目頻度となっている。割目の長さ (トレース長) は、5 m 以下の短い割目が 90 %以上を占め、割目同士が連結することは少なく、1 条の割目が単独で分布することが多い。sf 断層周辺部においては、一部に高角度の割目が認められるが、ほとんどの割目はほぼ水平 (傾斜 30 度以下) の低角度割目で頻度も少なく顕著な異方性はない。

(2) 湧水状況

顕著な湧水が認められた箇所は、TD. 100～140 m 付近の層厚 10 cm 程度の多孔質火山礫凝灰岩部で最大 120 L/min の湧水が認められた。また、TD. 580～620 m では sf-b 断層近傍の割目の一部から約 35 L/min の湧水が認められた。

(3) 変形測定結果

TD. 100～150 m の位置で天端沈下が 7 mm 発生している。この付近は砂岩泥岩互層の内に狭在する多孔質の火山礫凝灰岩から発生した多量湧水箇所に相当する。

TD. 300～400 m の位置で内空変位が最大 6 mm、天端沈下が最大 7 mm 発生している。この付近の地質は軽石凝灰岩で比較的割目の多い箇所であり、この近傍には堆積時断層の sf-b がある。

TD. 750 m から内空変位が深度に応じて増加する傾向が認められ、TD. 950 m で最大値 8 mm 発生している。また、天端沈下より内空変位が大きくなる傾向が認められる。

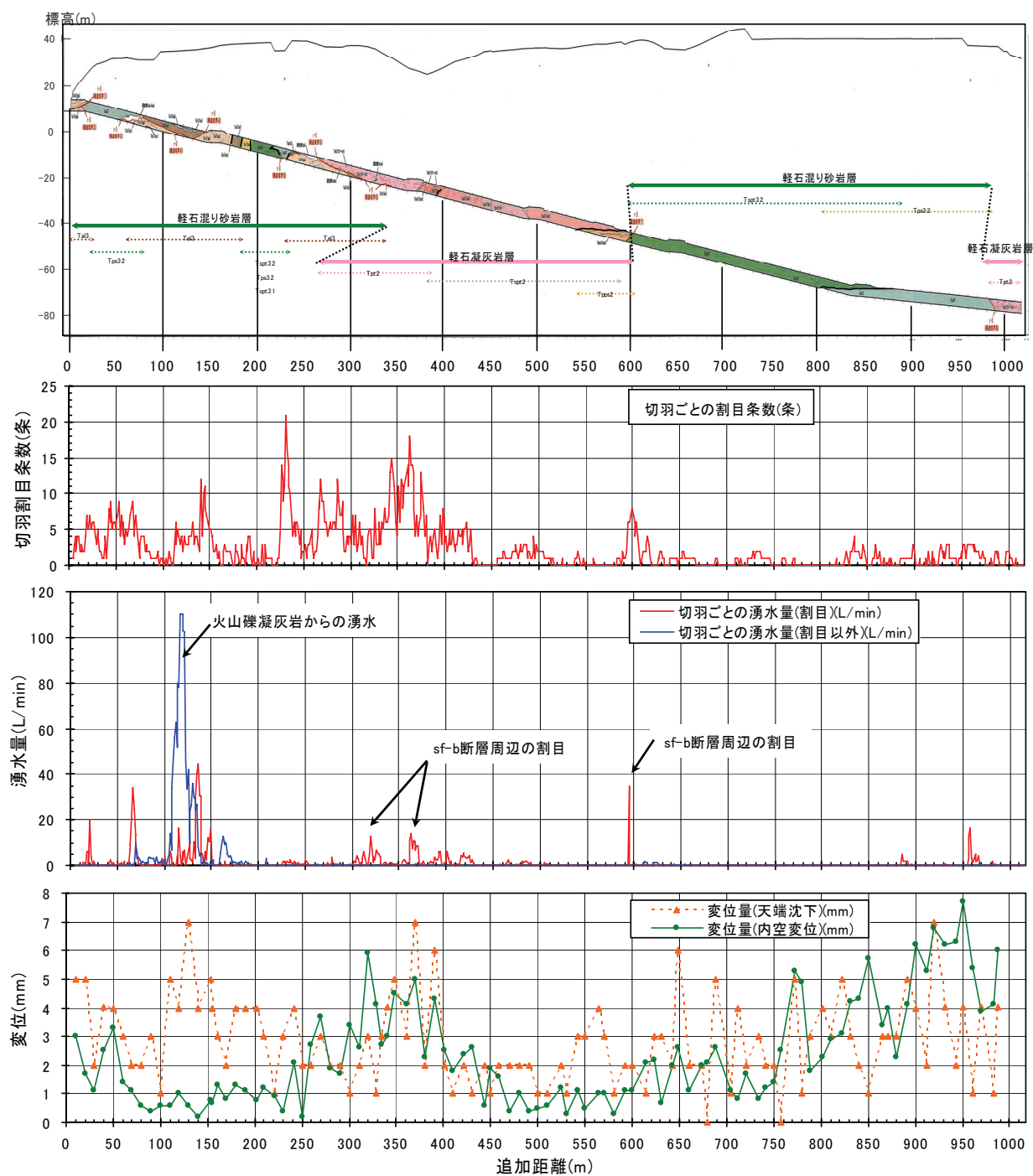


図-2.4.1 調査用アプローチトンネル調査結果

2.5. 試験空洞の設計と情報化設計施工

2.5.1 試験空洞の基本設計

(1) 空洞の規模・形状

試験空洞は地下深部約 100 m の堆積軟岩中に掘削される空洞であり，安全審査において空洞掘削時の掘削影響領域，長期安定性ならびに掘削に伴う地下水流動場の変化〔天然バリア〕に関して信頼性の高い実証データが必要となることから，空洞規模は将来の余裕深度処分埋施設試験空洞と同程度の規模とした．試験空洞の縦・横断面図を 図-2.5.1 に示す．空洞形状は合理的な施工が可能で空洞周辺の掘削影響領域の拡がりをできる限り抑えることを基本的な考え方として，幅 17.7 m，高さ 16.2 m の三心円形状とした．空洞長さは調査坑で実施した岩盤変位の変位収束率から空洞幅の約 4 倍に相当する 71.2 m とした．この理由としては，アプローチトンネルで実施した岩盤変位の先行変位計測の結果では，計測器設置位置の 7.2 m (アプローチトンネルの幅 1 D 相当) 手前の切羽位置から変動し，切羽が計測器設置位置から 1 D 進行したところでほぼ収束していた．また，試験空洞の掘削時の挙動計測（力学計測）は 3 断面（A, B, C 断面）で実施することとしていたため，各計測断面の離隔を 1 D 確保することとし，空洞延長は空洞幅の 4 倍相当とした．

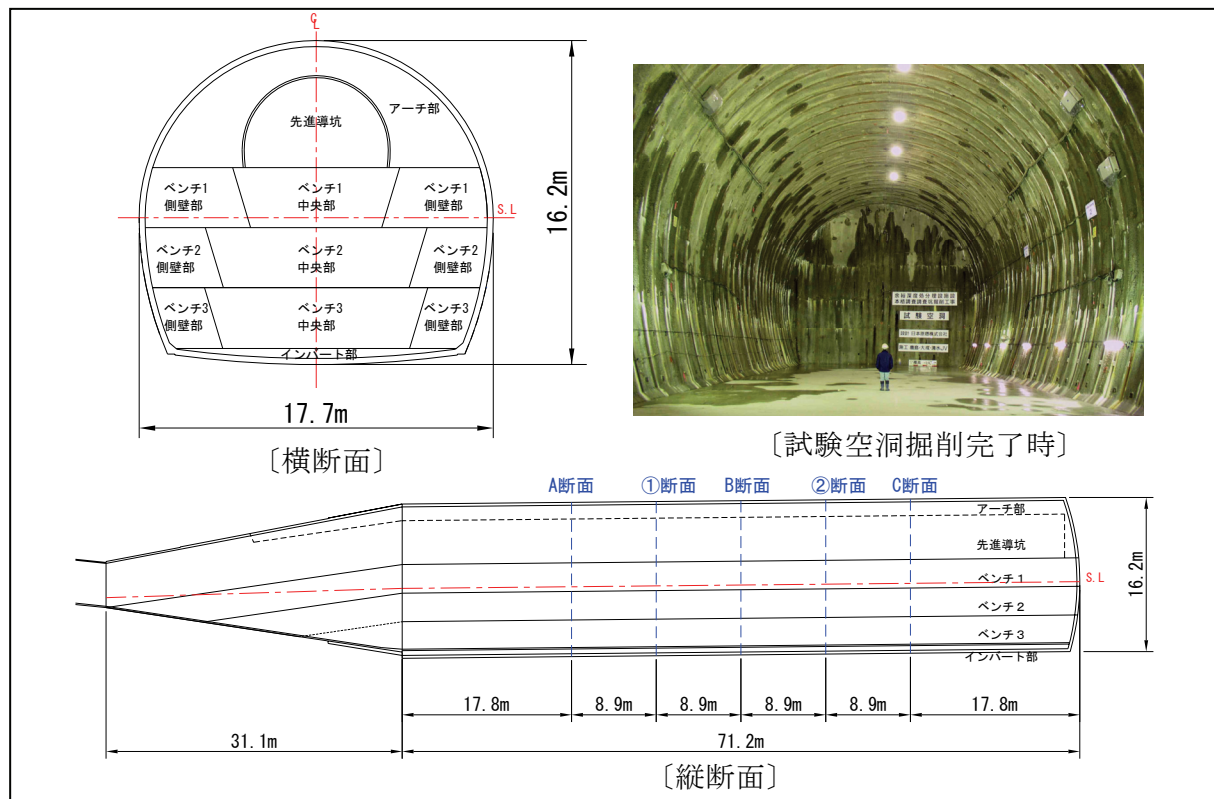


図-2.5.1 試験空洞縦横断面図³⁾

(2) 空洞の方向

地下空洞の長軸方向は、空洞の安定性確保の観点から可能な限り計画地点の主要な不連続面（断層、節理等）の走向方向と直交させるとともに、最大地圧方向に向けることが望ましい。調査用アプローチトンネルで確認された不連続面の第1ピークはN39E/13NWであり、ほぼ水平方向である（図-2.5.2）。また、不連続面も非常に少ないことから、不連続面が空洞安定を阻害する可能性は非常に少ないと考えられる。

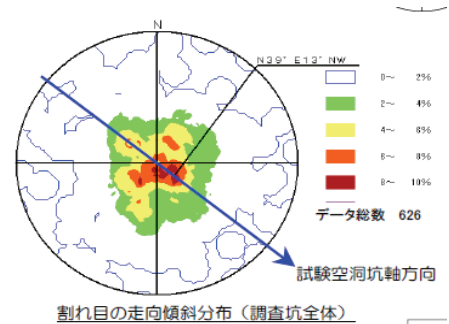


図-2.5.2 不連続面の走向・傾斜

一方、初期地圧測定は埋設ひずみ法（BDM）と円錐孔底ひずみ法（CBO）で実施している⁴⁾（図-2.5.3）。その初期地圧測定結果に基づく空洞水平面内の第一主応力は2.34～2.35 MPa、第二主応力は2.14～2.15 MPaであり、等方的な地圧分布となっており試験空洞を回転させても空洞の安定性に及ぼす地圧の影響はほとんどないと判断される。ただし、空洞横断面内の主応力は鉛直方向に比べて水平方向の地圧が卓越し、側圧比（ σ_Y / σ_Z ）は1.5程度であることから、空洞掘削時にアーチ天端およびインバート部で応力集中が予測された。

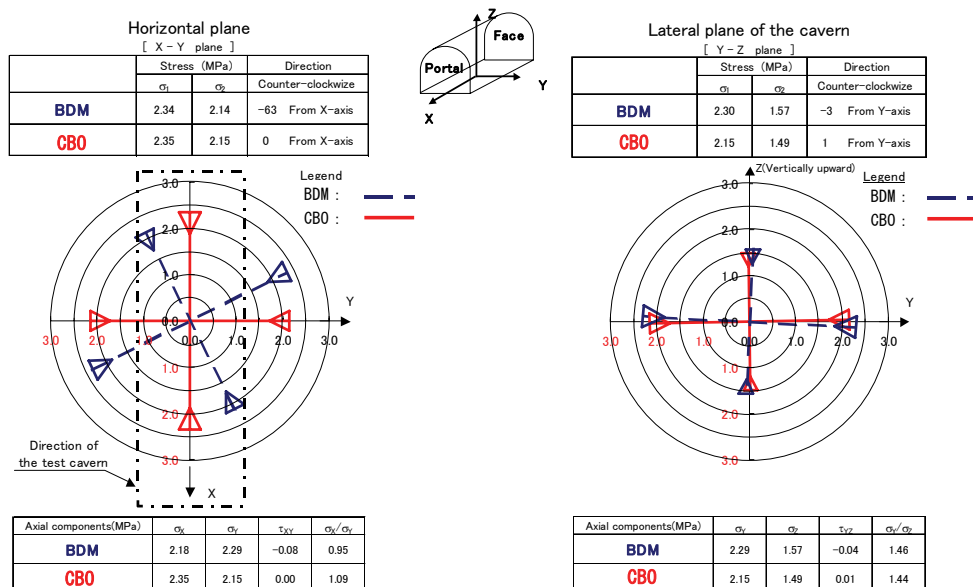


図-2.5.3 初期地圧測定結果⁵⁾

2.5.2 試験空洞の当初支保設計

試験空洞は地下深部約 100 m の堆積軟岩中に掘削される大断面空洞であり，類似の事例は限られる．当フィールド軽石凝灰岩の一軸圧縮強度は 2.0～3.0 MPa 程度，地山強度比は 2 以下であり相対的には高地圧な岩盤に相当する．また，初期地圧の側圧比は約 1.5 であり水平方向地圧が卓越していることから，アーチ天端およびインバート部で応力集中し，空洞周辺の岩盤に破壊が生じることが予想された．このため，当初支保設計⁶⁾では電力中央研究所開発の数値解析手法⁷⁾を適用することとした．この手法は岩盤の応力－ひずみ関係の非線形性と Voigt 型の粘性モデルを用いてクリープ特性が考慮できる 2 次元非線形粘弾性モデルである．破壊前の弾性係数の非線形特性は，図-2.5.4 に示すように，モールの応力円と破壊規準から破壊余裕度 R を定義して算定するモデルである．なお， a, b は非線形パラメータである．

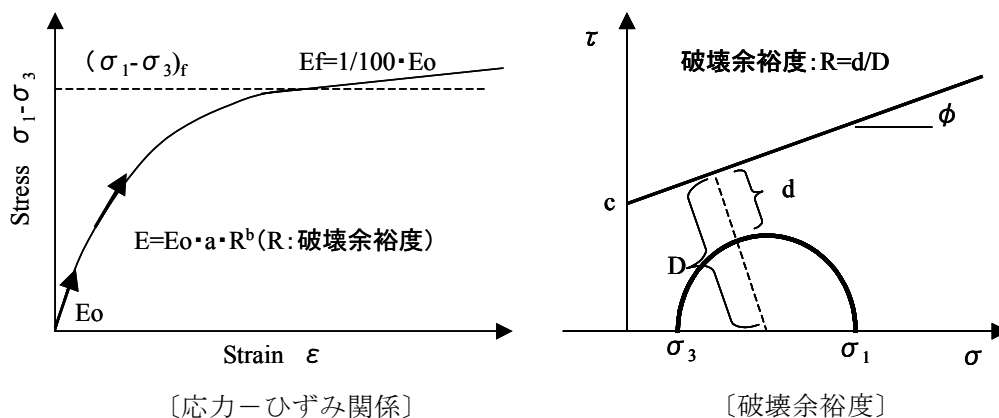


図-2.5.4 応力－ひずみの非線形弾性モデル

クリープ増分は，式(2-1)に示すとおり，各掘削過程の応力変化に伴う弾性ひずみ増分 $\Delta\epsilon_e$ に対するクリープひずみ増分 $\Delta\epsilon_c$ を求め，重ねあわせにより経過時間 t のクリープひずみを算定する．

$$\Delta\epsilon_c = \Delta\epsilon_e \alpha \{1 - \exp(-\beta t)\} \quad (2-1)$$

ここで， α, β は，それぞれクリープひずみの弾性ひずみに対する比率（クリープ率）とクリープひずみの発生速さに関する材料定数（遅延係数）である．

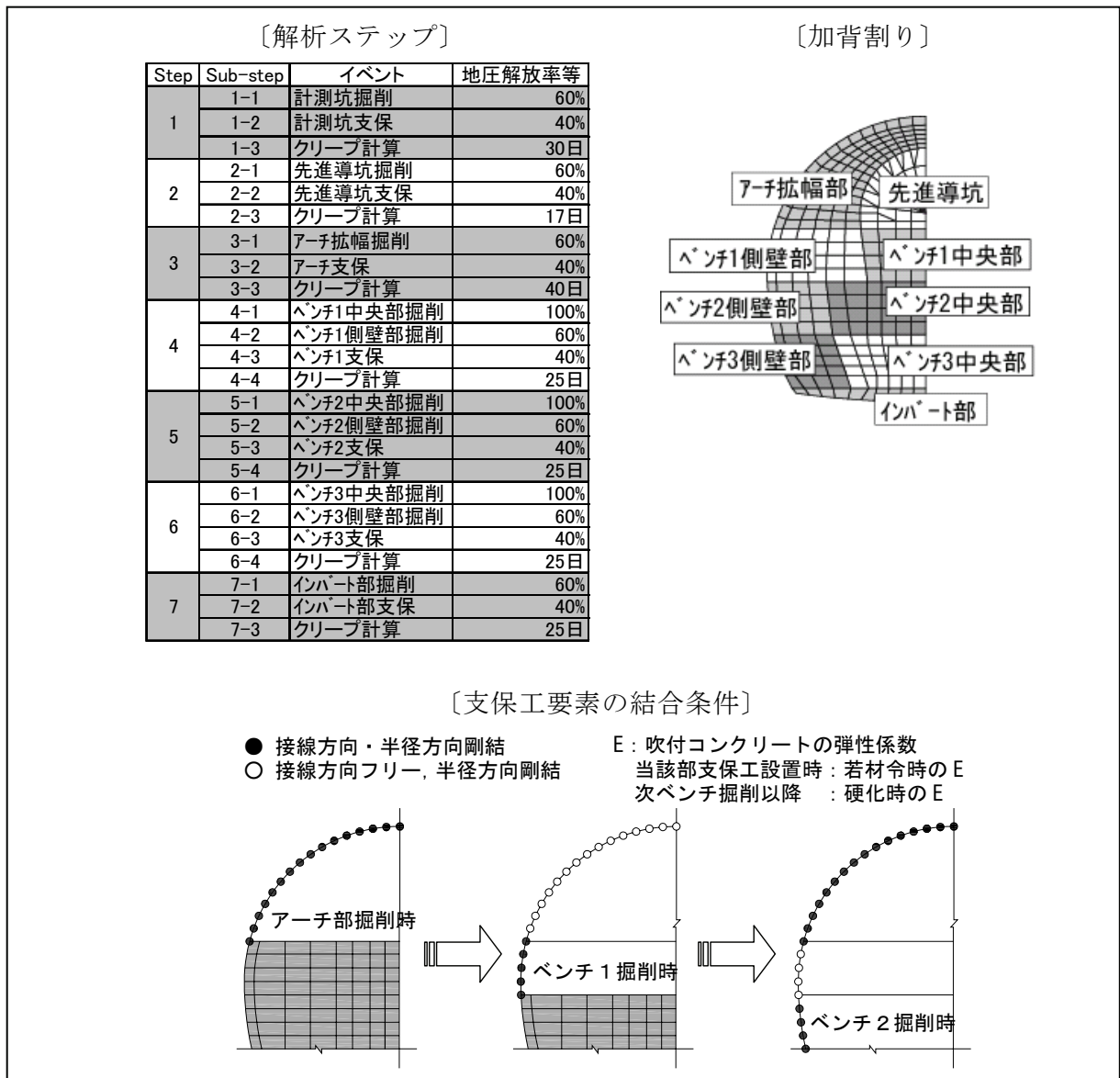
岩盤物性および支保工諸元は表-2.5.1 に示すとおりであり，岩盤の変形特性・強度特性に関わるパラメータは三軸圧縮試験結果，クリープ係数は室内クリープ試験ならびに初期地圧は応力解放法（埋設ひずみ法）により測定した結果から設定した．

表-2.5.1 岩盤物性および支保工諸元⁶⁾

項 目			値
空洞設置深度	z (m)		110
地山の単位体積重量	γ_t (kN/m ³)		18
初期接線弾性係数	E_0 (MPa)		900
破壊時弾性係数	E_f (MPa)		$E_0/100$
ポアソン比	弾性時	ν_0	0.47
	破壊時	ν_f	0.495
ピーク強度	C_p (MPa)		1.71
	ϕ_p		0
引張強度	σ_t (MPa)		0
クリープ係数	α		0.35
	β (1/day)		0.17
弾性係数の非線形パラメータ	a		1
	b		1
初期地圧	σ_y	(MPa)	2.30
	σ_z	(MPa)	1.58
	τ_{yz}	(MPa)	-0.04
掘削解放率	ξ (%)		60

項 目		導坑	試験空洞
吹付コンクリート			
吹付厚さ	t (mm)	100	300
設計基準強度	f'_{ck} (MPa)	18	36
許容応力	σ_{ca} (MPa)	13.9	27.8
単位体積重量	γ (kN/m ³)	23	
弾性係数	若材令	(MPa)	4,800
	硬化時	(MPa)	—
断面積	A_c (m ²)	0.097	0.291
鋼製支保工			
使用鋼材		H-125	H-250
規格		SS400	SS540
降伏点	f'_{yk} (MPa)	245	400
建込み間隔		etc 1,200	etc 1,000
断面積	A_s (m ²)	3.03×10^{-3}	9.22×10^{-3}
重量	γ (kN/m)	0.23	0.71
断面二次モーメント	I_s (m ⁴)	8.47×10^{-6}	1.08×10^{-4}
弾性係数	E_s (MPa)	200,000	

解析は実際の掘削手順に準拠して実施し、図-2.5.5 に示すような解析ステップおよび支保工要素の結合条件で実施した。当初設計における掘削解放率はアプローチトンネル掘削時に計測した先行変位率から設定した。支保工のモデルは、吹付コンクリートは曲げモーメントを負担せず、軸力のみ負担する薄肉部材としてトラス要素を、鋼製支保工は曲げモーメント、軸力を負担する部材としてビーム要素とした。これらの要素は各解析ステップの支保イベント毎に壁面に結合されるが、岩盤と支保工を剛結させたままとすると、支保工応力が実際には生じない過大な引張応力となる場合がある⁸⁾。そこで、岩盤要素（ソリッド要素）と支保工要素の間に半径方向と接線方向の結合を独立して設定可能な境界要素を設けた。アーチ部を例にした境界要素の取扱いは図-2.5.5 に示すとおりであり、境界要素の空洞半径方向は常に剛結とする。そして空洞接線方向はアーチ部掘削時には剛結とし、ベンチ1掘削時にアーチ部要素の接線方向を切断し、ベンチ2掘削時には再度接線方向を剛結に戻すこととした。


図-2.5.5 解析手順および支保工要素の結合条件⁶⁾

解析結果に基づき設定した試験空洞の支保パターンは 図-2.5.6 に示すとおりである。吹付コンクリートはプレーン吹付コンクリート: 200 mm, 鋼繊維補強吹付コンクリート 100 mm の計 300 mm とした。なお, アーチ部については, 先進導坑掘削実績および当フィールドの地圧特性から Spalling の発生が懸念されたため, 鋼繊維補強吹付コンクリートを 300 mm とした。鋼製支保工は高規格 H 型鋼 250×250×9×14 を 1.0 m 間隔とした。ロックボルトはアーチ部で長さ 4.0 m, 側壁部で長さ 6.0 m の直径 24 mm のねじり鋼棒を使用して周方向 1.5 m 間隔, 軸方向 1.0 m 間隔とした。

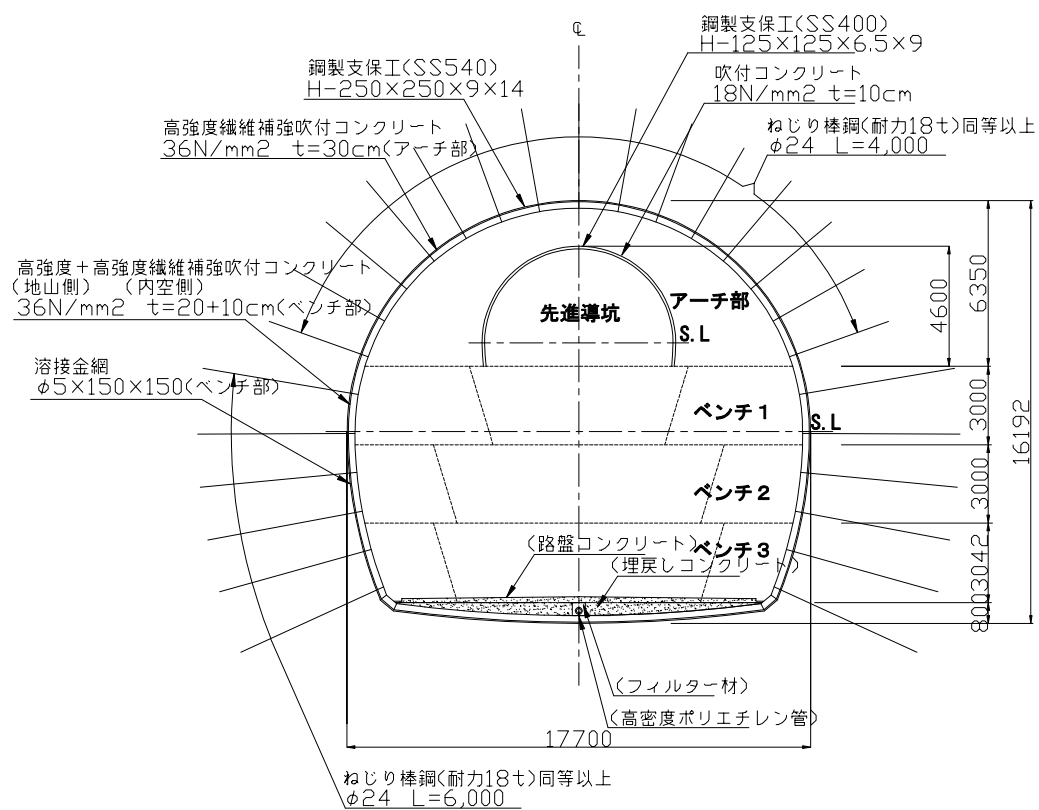
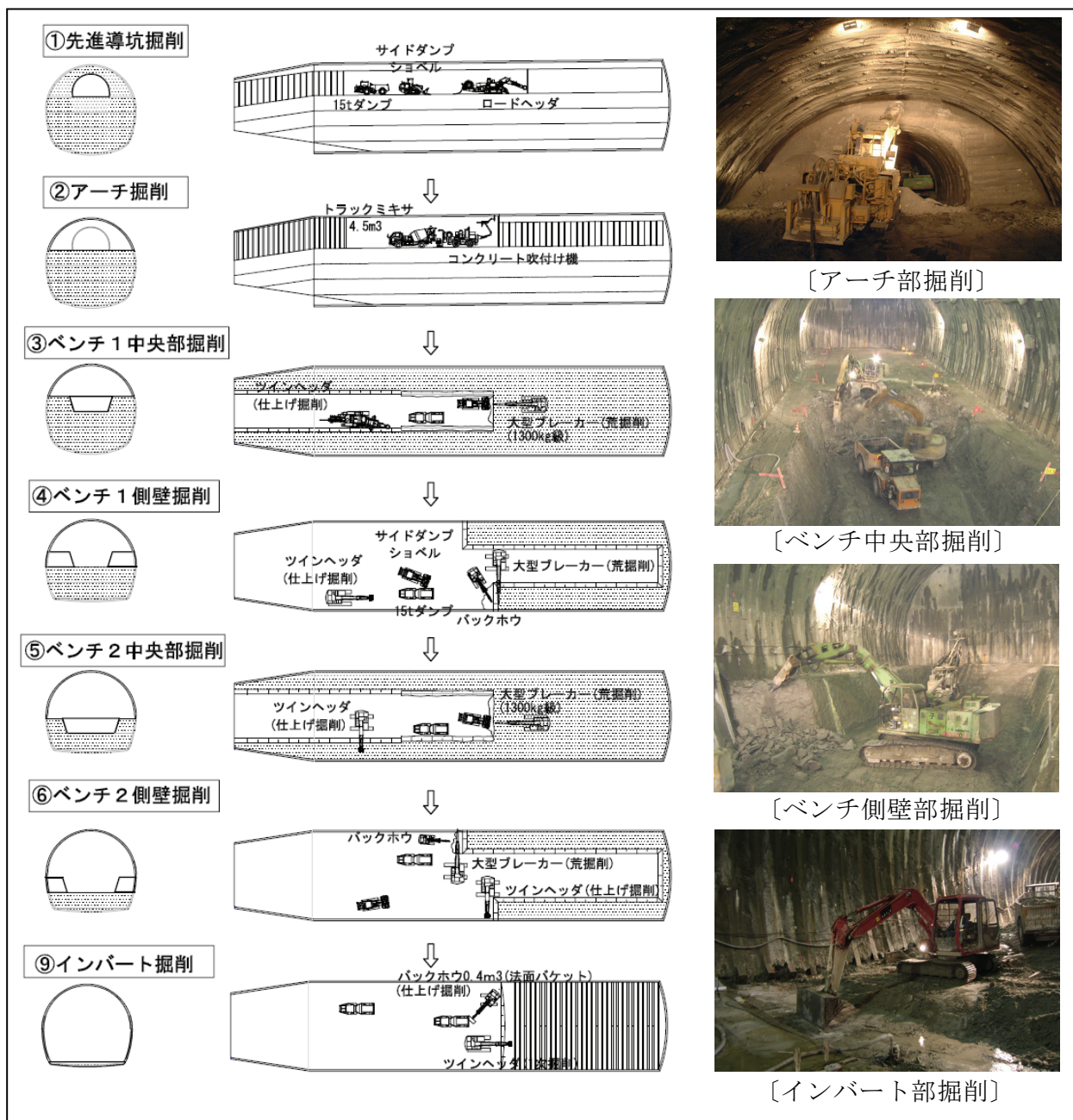


図-2.5.6 支保パターン図⁶⁾

2.5.3 試験空洞の情報化設計施工

(1) 掘削方法

試験空洞の掘削手順は 図-2.5.7 に示すとおりであり、自由断面掘削機による機械掘削で先進導坑掘削後、アーチ部切詰め、3 段ベンチカット工法（ベンチ 1 段の高さ：約 3 m）で施工した。また、各ベンチは中央部を先行掘削した後、側壁部の切詰め掘削を行った。ベンチ 3 までは坑口側から棲壁側に向かって掘削し、インバート部は棲壁側から坑口側に向かって掘削した。

図-2.5.7 掘削手順³⁾

(2) 計測管理方法と管理基準

試験空洞掘削時の情報化設計施工管理³⁾は岩盤挙動および支保工の健全性を監視する“日常管理計測”と支保設計の照査および掘削影響領域を把握することを目的とした“ステップ管理計測”に分けて実施した。

日常管理計測における管理項目は、岩盤変位、吹付コンクリート応力、鋼製支保工応力、ロックボルト軸力とした。さらにこれらの計測に加え切羽観察による地質調査および支保の目視観察を行った。日常管理計測項目と計測機器は表-2.5.2に示すとおりである。

表-2.5.2 日常管理計測項目と計測機器

計測管理項目	計測機器	計測頻度
天端沈下・内空変位	光波測距儀	1回 / 2時間
岩盤変位	多段式岩盤変位計	1回 / 1時間
岩盤内区間ひずみ	多段式岩盤変位計	同上
岩盤変位速度	多段式岩盤変位計	同上
吹付コンクリート応力	コンクリート有効応力計	同上
鋼製支保工応力	鋼製支保工応力計	同上
ロックボルト軸力	ロックボルト軸力計	同上
切羽観察	目視（地質スケッチ）	1回 / 切羽
支保観察	目視	同上

日常管理計測では変状を検知し適切な措置を行うため、変状の程度を3段階で評価することとし、管理基準レベルを以下に定義して管理基準値を表-2.5.3のように設定した。管理基準値に抵触した場合は、その管理レベルに応じて、計測頻度、計測点の追加、追加支保工ならびに掘削中断までの対応策を予め設定して計測管理を行った。その計測管理フローを図-2.5.8に示す。

レベル1：変状にまでは至らないが、挙動監視が必要なレベル

レベル2：変状にまでは至らないが、追加支保等の対策検討が必要なレベル

レベル3：部分的に変状が生じ掘削を進行することにより空洞に影響を与えるレベル

表-2.5.3 計測管理基準の設定根拠³⁾

管理項目	内空変位・天端沈下量	岩盤変位計壁面変位	吹付コンクリート応力	鋼製支保工応力	RB軸力計測値	RB定着部岩盤の区間ひずみ(変位計深度3.5～5.5m区間)
管理基準値設定根拠						
レベルⅠ	・レベルⅡの70%として設定	・レベルⅡの70%として設定	・レベルⅢ×1/2	・レベルⅡの発生応力の70%として設定	・レベルⅡの70%として設定	・岩種(Tpt2)の室内試験における限界ひずみ(軸ひずみ)の下限值で設定。
レベルⅡ	・ベースケース※の解析結果に基づく予測値より設定 (計測開始時期を考慮に入れた内空変位発生量を各測線別、各ステップ毎に設定)	・ベースケース※の解析結果に基づく予測値より設定 (計測開始時期、計測長相当の区間変位を考慮に入れた壁面変位発生量を各測線別、各ステップ毎に設定)	・(レベルⅠ+レベルⅢ)×1/2	・支保設計に用いた高規格鋼製支保工降伏点(400MPa)の1/1.5以内として設定	・支保設計に用いたRB:ねじり鋼棒STD510(TD24)の降伏荷重(180kN)の90%として設定	・岩種(Tpt2)の室内試験における限界ひずみ(軸ひずみ)の平均値で設定。
レベルⅢ	・リスクケース※の解析結果に基づく予測値より設定 (計測開始時期を考慮に入れた内空変位発生量を各測線別、各ステップ毎に設定)	・リスクケース※の解析結果に基づく予測値より設定 (計測開始時期、計測長相当の区間変位を考慮に入れた壁面変位発生量を各測線別、各ステップ毎に設定)	・支保設計に用いた高強度吹付けコンクリートの許容圧縮応力度	・支保設計に用いた高規格鋼製支保工降伏点(400MPa)の95%として設定	・支保設計に用いたRB:ねじり鋼棒STD510(TD24)の降伏荷重(180kN)の95%として設定	・岩種(Tpt2)の室内試験における限界ひずみ(軸ひずみ)の上限値で設定。

※ 岩盤物性値の平均値を解析物性値としたケースをベースケース、下限値を解析物性値としたケースをリスクケースとした

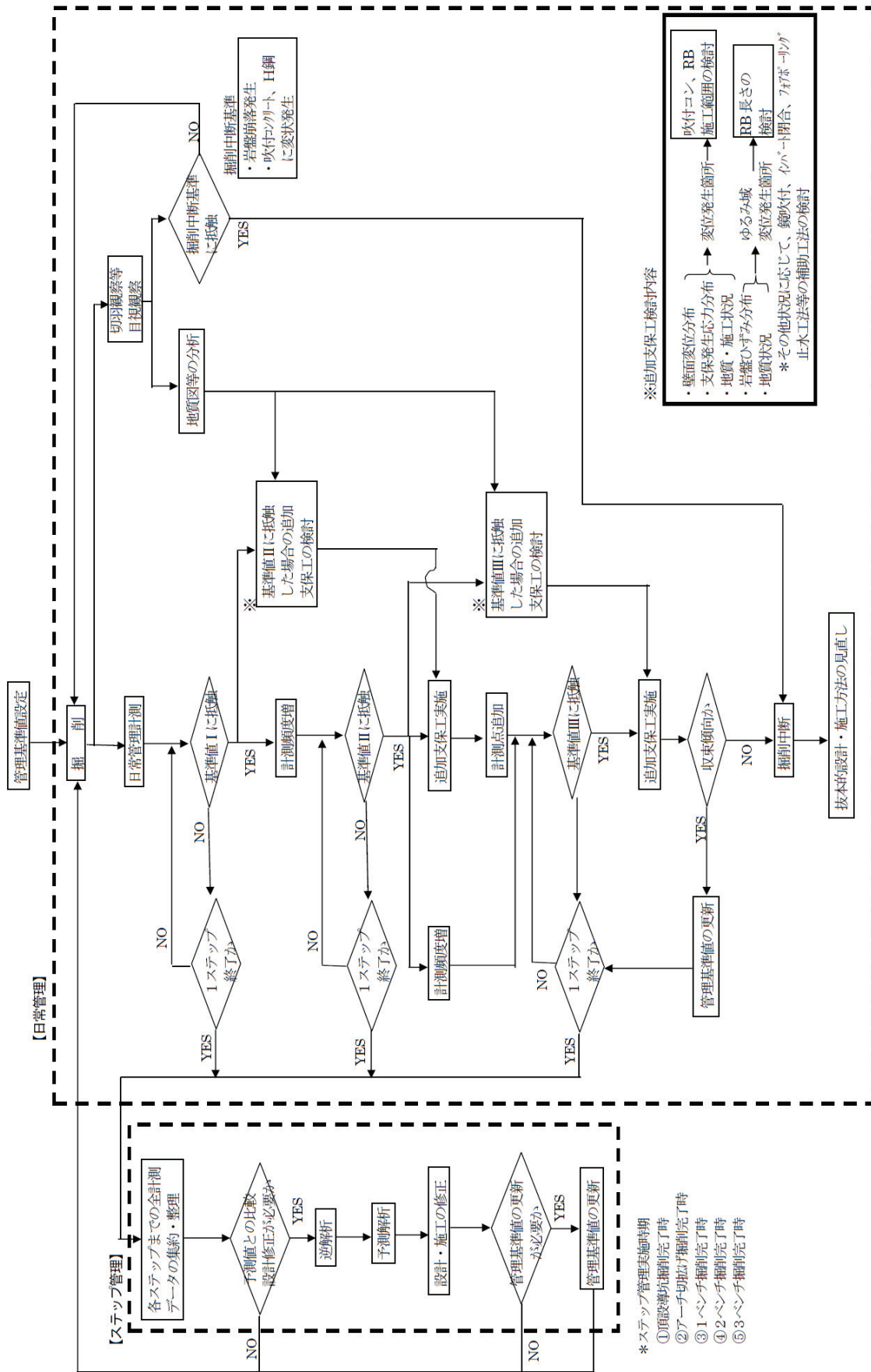


図-2.5.8 計測管理フロー

ステップ管理計測は、掘削の進捗段階で実施するものであり、空洞全体の挙動を変位、損傷領域、応力面から総合的に把握するために岩盤変位計、支保工応力計を主体とした日常管理計測項目に加えて弾性波トモグラフィ、ボアホールカメラ（BTV）亀裂観察、岩盤内応力測定などを実施した。ステップ管理計測の計測管理項目と計測機器は表-2.5.4に示すとおりである。

表-2.5.4 ステップ管理計測項目と計測機器

計測管理項目	計測機器	計測頻度
弾性波速度変化	孔間弾性波トモグラフィ	アーチ掘削後 1 回，全断面掘削後 1 回
	サスペンション PS 検層	アーチ掘削後 1 回，全断面掘削後 1 回
岩盤内亀裂状況変化	ボアホールテレビカメラ	アーチ掘削後および各ベンチ掘削後
変形特性変化	孔内水平載荷試験	アーチ掘削後 1 回，全断面掘削後 1 回 全断面掘削 3 ヶ月後 1 回
岩盤内応力変化	円錐孔底ひずみ計	全断面掘削後 1 回
空洞底部岩盤変位	Sliding Micro meter	アーチ掘削後および各ベンチ掘削後

計測配置図は 図-2.5.9～図-2.5.10 に示すとおりであり、計測断面は試験空洞の中央部に主計測断面（B 断面），その前後に 17.8 m の離隔（試験空洞幅 1D 相当）で副計測断面（A，C 断面）とした。また，施工管理用の補助断面として 8.9 m 間隔（空洞幅 0.5D 相当）で内空変位，天端沈下測定を実施した。なお，①，②断面は空洞掘削による地下水環境の変化を測定する断面で多段式の間隙水圧計等を設置した。

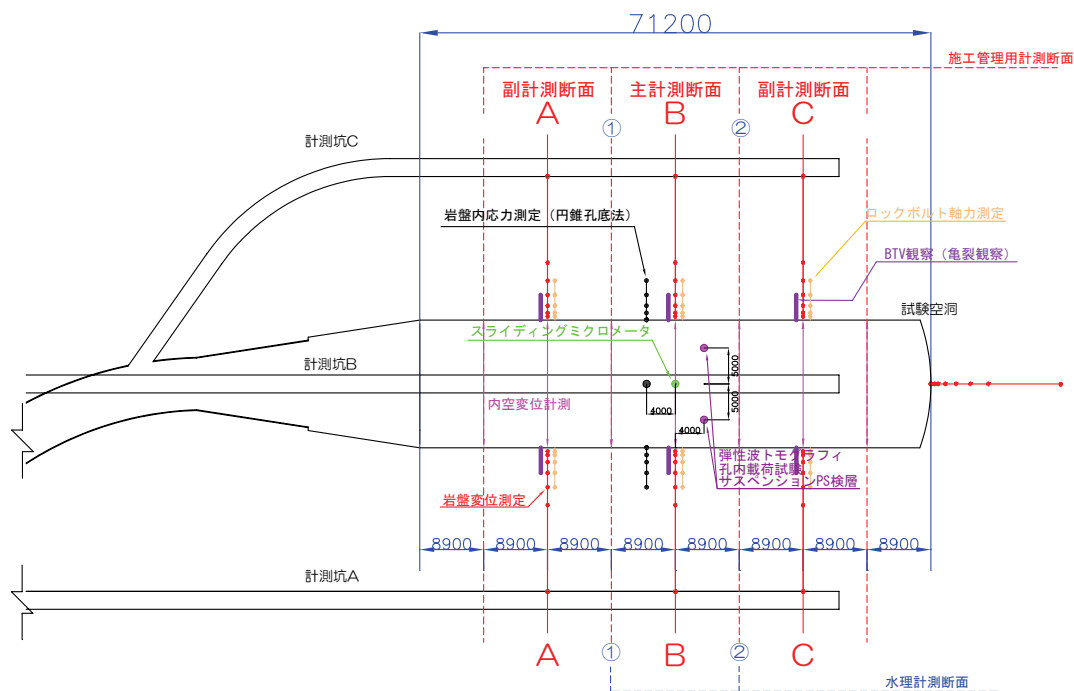


図-2.5.9 計測配置図（試験空洞平面図）³⁾

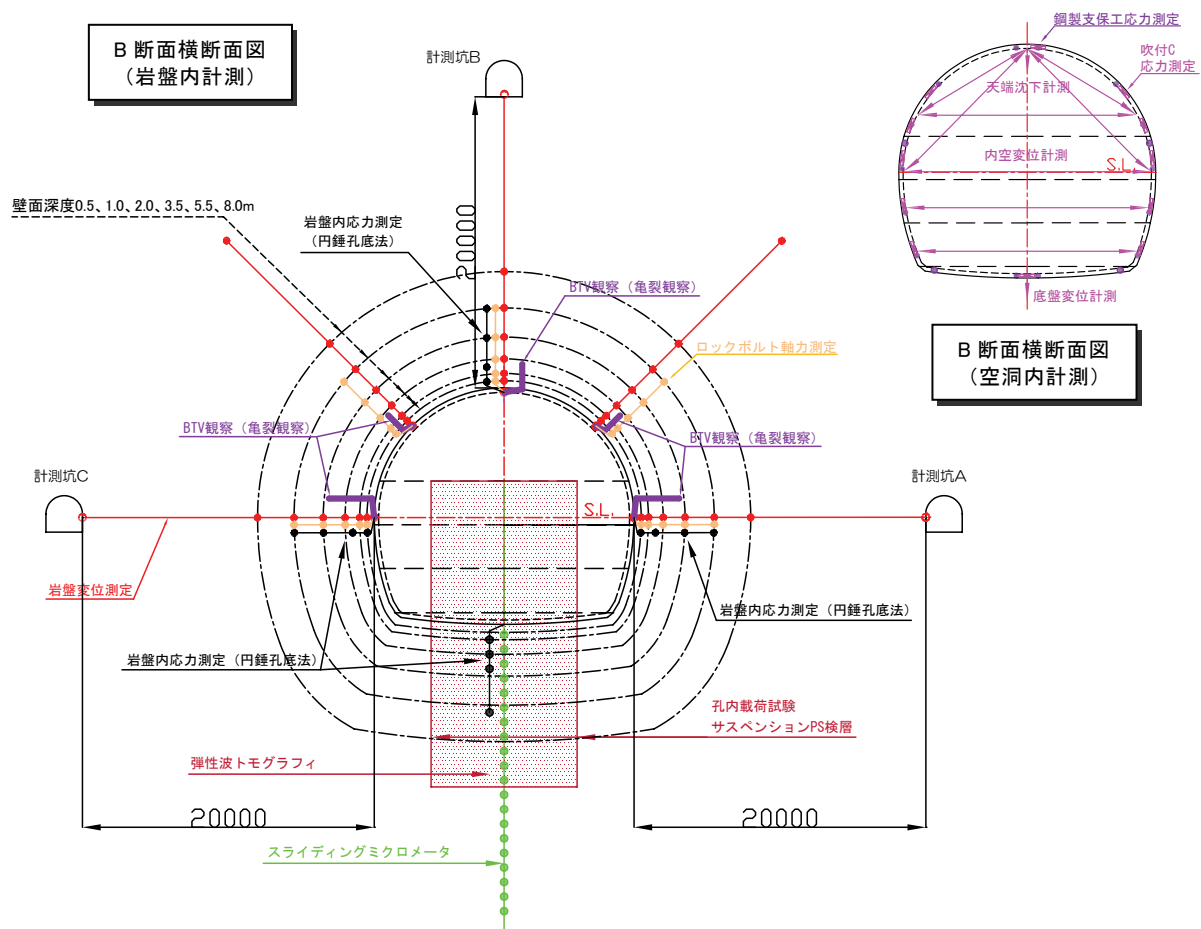


図-2.5.10 計測配置図（試験空洞横断面図：B断面）³⁾

(3) 空洞掘削時の変形挙動および支保工応力

B断面（試験空洞中央部）の空洞掘削時の岩盤内変位の発生状況を 図-2.5.11 に、壁面変位および天端沈下、内空変位の経時変化を 図-2.5.12 に示す。掘削完了時の壁面変位は、アーチ天端（壁面深度 0.5 m）; 5.2 mm，左側壁部（壁面深度 0.5 m）; 9.3 mm，右側壁部（壁面深度 1.0 m）; 8.7 mm であり，岩盤内変位の発生状況もほぼ左右対称である。掘削の進行に伴う壁面変位の発生状況に関しては，

- アーチ部 ： アーチ切上げ完了後に 5.2 mm の壁面変位が発生するが，ベンチ掘削の過程で変位の増加は認められない。
- 側壁部 ： 両側壁とも，ベンチ 1 掘削終了後に 3 mm 程度の壁面変位が発生し，ベンチ掘削の過程で変位増加が認められ，インバート終了時に約 10 mm 程度の変位である。
- インバート部 ： アーチ切上げ完了後に設置したスライディングマイクロメータは，

インバート下部約 1 m の位置において、ベンチ 2 掘削時に若干の変位が発生し、インバート掘削終了時点には 10 mm 程度の変位である。

空洞掘削終了後のアーチ部および側壁部での区間ひずみは、A 断面左側側壁(壁面深度 0.5~1.0 m)で 0.64 %、C 断面右側側壁(壁面深度 0.5~1.0 m)で 0.94 %であり、その他の区間は、当フィールド軽石凝灰岩の限界ひずみ平均値 0.53 %以下である。また、インバート部の区間ひずみは深度 2 m 区間まで限界ひずみ平均値相当の 0.5 %である。

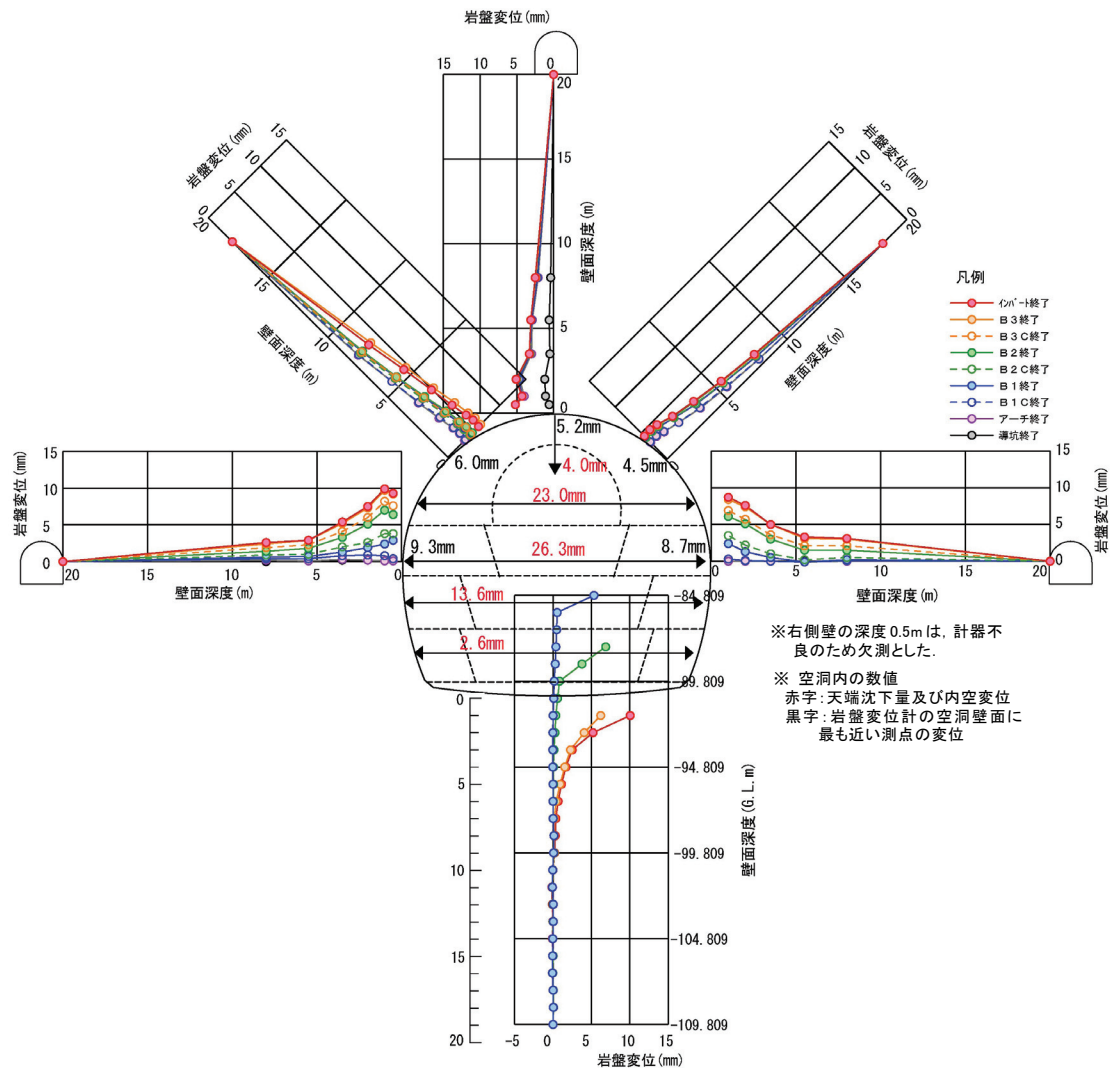


図-2.5.11 B断面岩盤内変位の発生状況

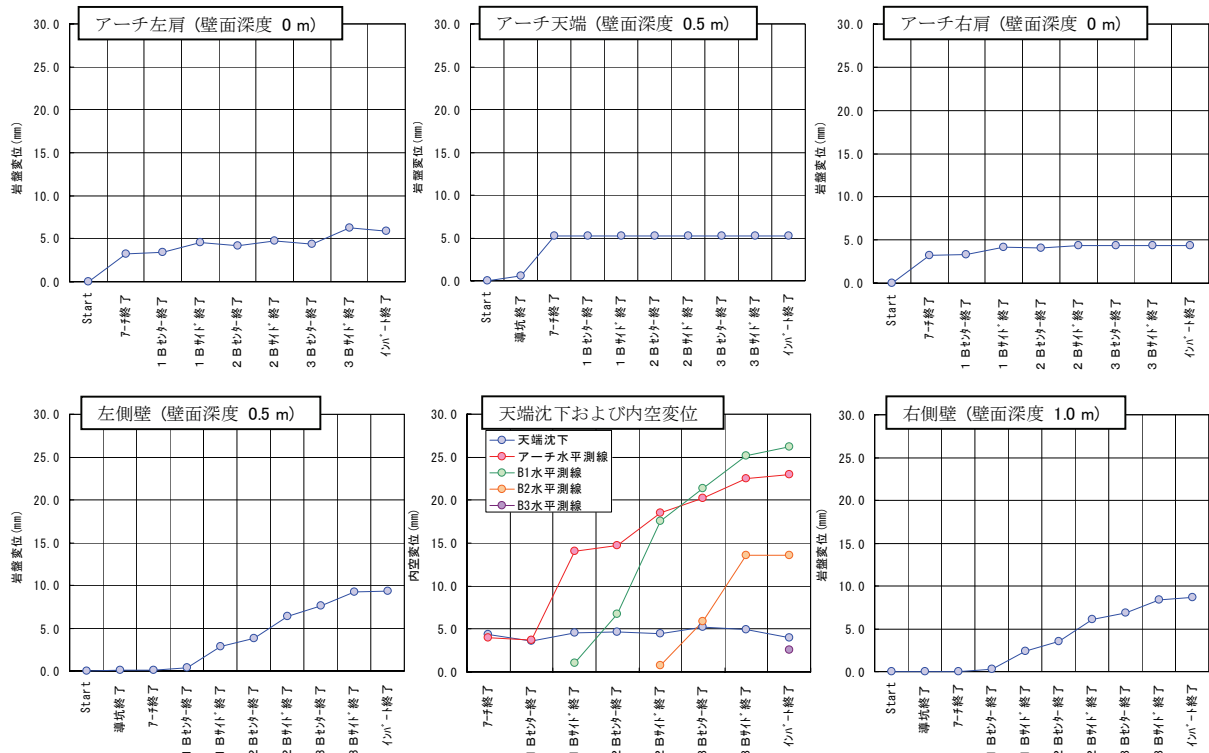


図-2.5.12 B断面壁面近傍変位の経時変化

2.6. 計測結果に基づく解析モデルの改良

ここでは、空洞掘削時の計測結果に基づき実施した掘削時解放率、岩盤の変形特性ならびに支保工応力の解析値と計測値により得られた知見について記述する。その他、掘削により生じた挙動の評価については別章にて詳述する。

(1) 掘削時解放率

掘削時の岩盤変位計測結果から評価した先行変位率を地圧の掘削時解放率と定義した。先行変位率を評価するため、掘削ベンチごとに切羽距離（計測断面と切羽の距離）と変位発生率（各切羽距離での変位と最終変位の比率）の関係を整理した。先行変位率の評価に適用した岩盤変位は計測坑 B から設置したアーチ部、計測坑 A から設置した側壁部の岩盤変位計（3 側線）の壁面直近（深度 0.5 m）の計測値である。さらに三次元 FEM 弾性解析による変位発生率を求め計測値による変位発生率と比較した。その結果は図-2.6.1 に示すとおりである。計測値と解析値の傾向はよく一致しており、各掘削ベンチでの掘削に伴う変位は計測器設置位置の約 18 m（ほぼ空洞幅 17.7 m 相当）手前から発生し、切羽進

行後約 18 m でほぼ収束している。切羽進行に伴う変位発生率は、アーチ部と側壁部で傾向が異なることが認められたことから、アーチ部と側壁部で掘削時解放率を分けて設定することとし、当フィールドにおける地下空洞の掘削解析に適用する地圧の掘削時解放率は天端部 50 %，側壁部 70 %を採用することとした。

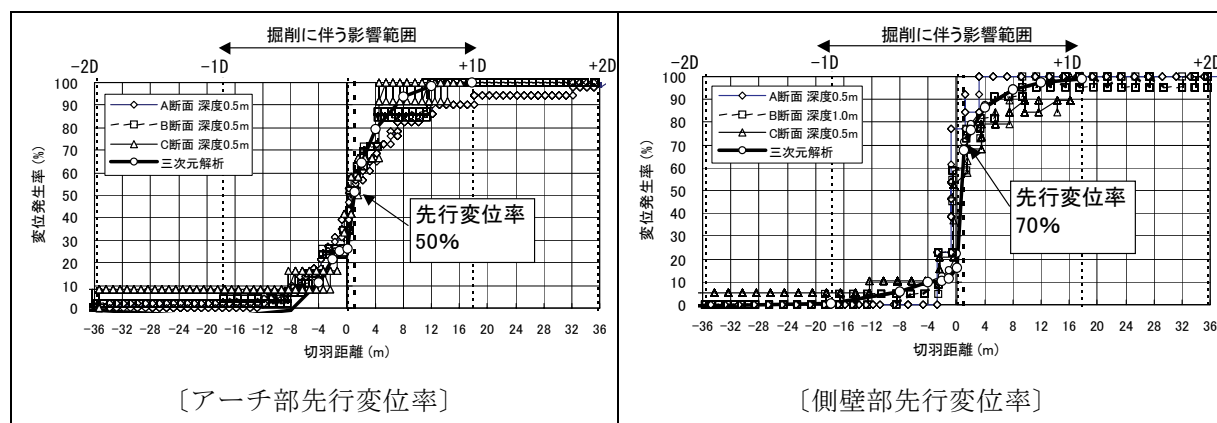


図-2.6.1 計測結果および三次元解析による変位発生率⁶⁾

(2) 等価弾性係数

試験空洞掘削時の岩盤変位計計測結果を用いて岩盤の等価弾性係数を評価した。等価弾性係数の算出は初期地圧を固定した順解析(弾性解析)により弾性係数を変化させた解析を行い、計測値と解析値の誤差が最小となるように弾性係数を同定する直接定式化法を採用した。その結果、各計測断面の変形挙動から推定される等価弾性係数は 2,100～2,700MPa と評価された。この等価弾性係数は事前の室内試験結果で設定した値の約 2～3 倍程度であるが、試験空洞内で実施した孔内载荷試験の除荷時弾性係数(約 1,400～2,700 MPa)と同程度である。掘削の進捗に伴う岩盤変位の計測値、試験空洞掘削前に実施した電研モデルによる解析結果ならびに等価弾性係数: 2,000 MPa を適用した弾性解析の結果を図-2.6.2 に示す。岩盤変位の経時変化および岩盤内変位ともに弾性解析結果は計測値とよく整合している。

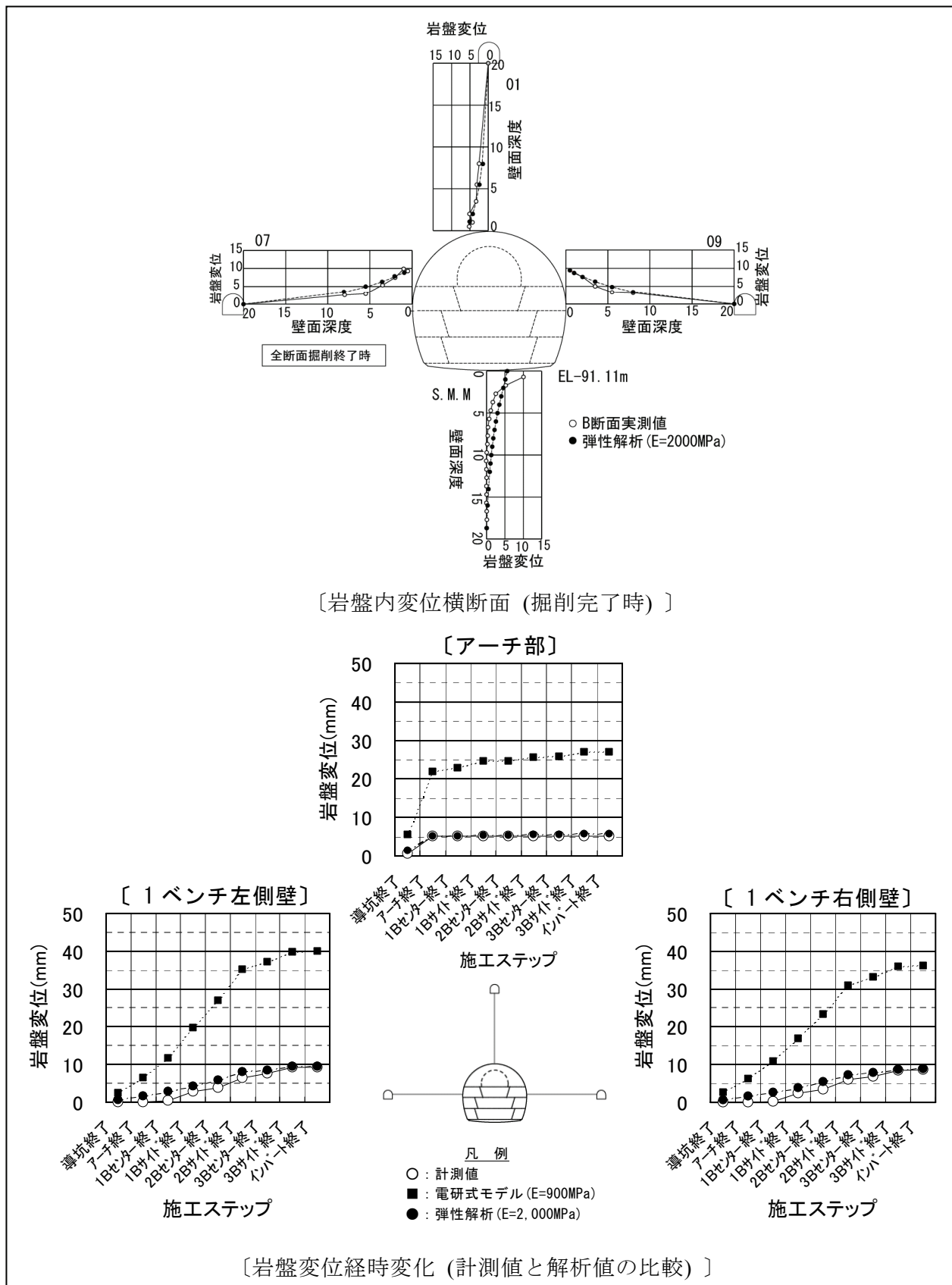


図-2.6.2 計測値と解析値の比較⁶⁾

(3) 支保工（吹付コンクリート弾性係数）

当初設計における吹付コンクリートの若材令弾性係数は，土屋による研究⁹⁾および NATM 設計施工指針¹⁰⁾に基づき 4,800 MPa とし，硬化後弾性係数はコンクリート標準示方書に基づき設計強度 ($f_{ck}=36 \text{ N/mm}^2$) に対応する 29,600 MPa とした．試験空洞掘削時には，吹付コンクリートの品質管理としてピン貫入試験および採取コアを用いた一軸圧縮試験を実施しており，試験により得られた吹付コンクリート強度と弾性係数の関係を整理したのが図-2.6.3 である．この図にはコンクリート標準示方書に基づき算定される回帰式および品質管理結果から算定した回帰式を記載した．その回帰式から推定される 3 時間強度に基づく推定弾性係数は 3,900 MPa，24 時間強度に基づく推定弾性係数は 18,200 MPa であった．一方，実施工時の切羽通過後に変位が収束する距離，すなわち支保工を施工後に若材令の吹付コンクリートが負担する距離は約 18 m 程度であった．18 m 区間を掘削するのに要する掘削日数はアーチ部で 9 日，ベンチ部で 3 日程度である．そこで若材令の弾性係数を品質管理結果から推定される 24 時間後の弾性係数: 18,200 MPa，硬化後の弾性係数を 28 日後の弾性係数: 24,200 MPa に変更して解析を行った．その結果は 図-2.6.4 に示すとおりであり，計測値をほぼ再現できる結果となった．

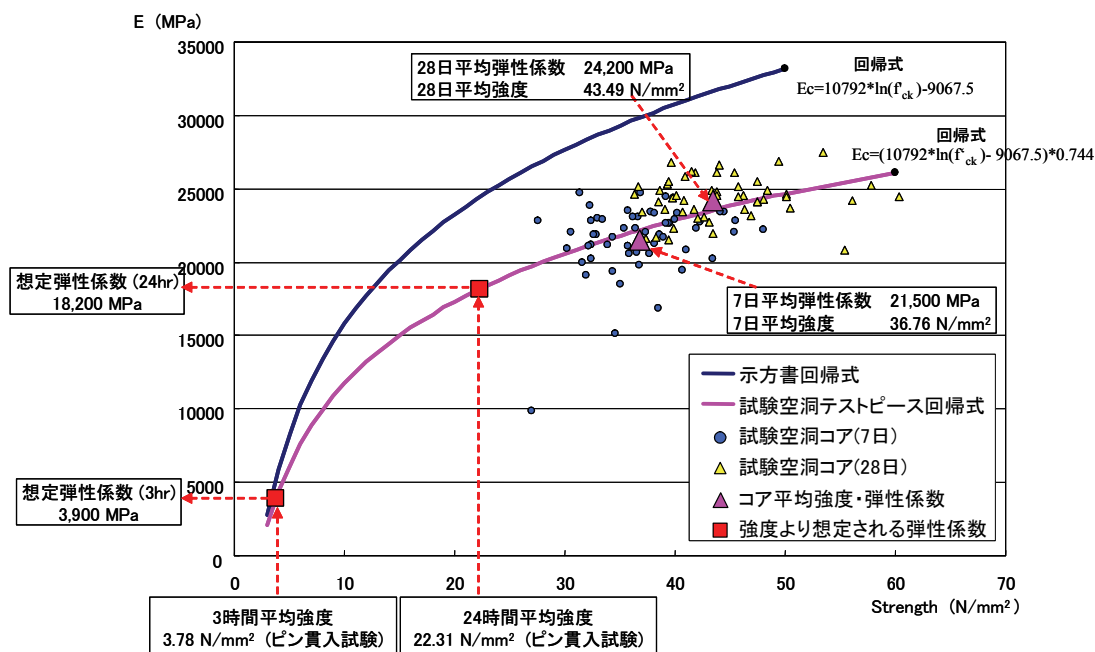
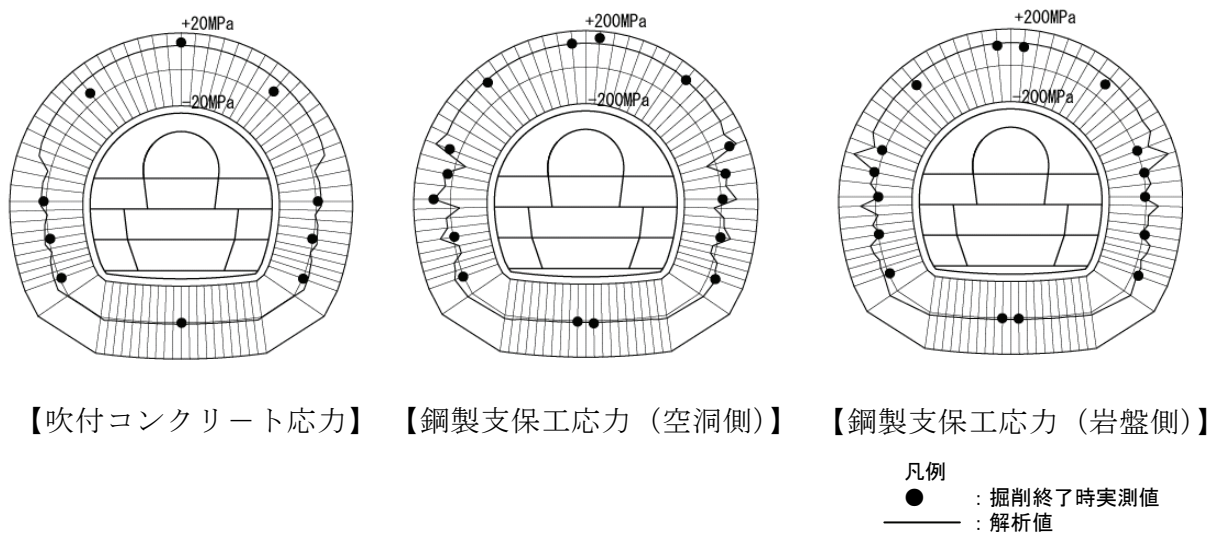


図-2.6.3 吹付コンクリートの品質管理試験結果

図-2.6.4 計測値と解析値の比較（支保工応力）⁶⁾

2.7. まとめ

本章においては、余裕深度処分埋施設の試験空洞掘削にあたって実施した地質調査結果、試験空洞の設計の内容について記述するとともに、情報化設計施工にあたって検討した計測管理の考え方、計測内容について記述した。そして、計測データをもとに全応力解析により同定した解析モデルの改良点について記述した。

当フィールドの地質は、新第三紀中新世の海成堆積岩からなり、地山強度比の小さい堆積軟岩で、相対的には高地圧な岩盤に相当することから、掘削時の岩盤変位に大きな影響を与えると同時に、掘削完了後のクリープ変形が想定された。このため、当初の支保設計については、室内岩石試験結果から明らかになった岩石の応力-ひずみ関係およびクリープ特性を考慮した2次元非線形FEM解析を用いて実施した。そして、掘削時の安定性評価にあたっては、岩盤変位、支保工応力等の計測を行い、予め設定した管理基準値のもとでの日常管理および設計照査のためのステップ管理を実施した。その結果、最終支保閉合後も顕著な増分変位は認められず安定していることを確認した。

さらに、今後の処分空洞の設計を進めるうえでの予測解析モデルの信頼性向上を図るために、掘削時の計測データをもとに解析条件の見直しを行った。見直した条件は、掘削時解放率、全応力解析における岩盤弾性係数ならびに吹付コンクリート弾性係数である。掘削時解放率については、掘削時の岩盤変位計測結果から評価した先行変位率を地圧の掘削

時解放率と定義し、掘削ベンチごとの切羽距離と変位発生率の関係を整理し、三次元 FEM 弾性解析による変位発生率と比較した。岩盤の弾性係数については、初期地圧を固定した順解析（弾性解析）により計測値と解析値の誤差が最小となるように同定する直接定式化法により等価弾性係数を算定した。この等価弾性係数は、室内試験結果の約 2～3 倍程度となったが、別途実施している原位置試験（孔内載荷試験）の除荷時割線弾性係数と同程度であることを確認した。吹付コンクリート弾性係数については、施工時の吹付コンクリートの品質管理結果をもとに、強度と弾性係数の関係を整理し、各材齢での弾性係数を設定した。各条件を見直した結果は 表-2.7.1 に示すとおりである。見直した条件で解析した結果、試験空洞掘削時挙動および支保工応力の計測値と解析値には整合した結果が得られ再現性が向上したことから、今後の当フィールドにおける設計、予測解析の解析条件にすることとした。

表-2.7.1 計測結果に基づく解析条件の見直し

	空洞掘削前（予測）	空洞掘削後（同定）
掘削解放率	アーチ部：60 % 側壁部：60 %	アーチ部：50 % 側壁部：70 %
弾性係数（岩盤） ※）全応力解析	900 MPa 岩石試験による接線弾性係数 （三軸 \overline{CU} 試験，載荷時平均値）	2,000 MPa 等価弾性係数；2,100-2,700 MPa 原位置（除荷時割線）：2,700 MPa
弾性係数（吹付）	若材令：4,800 MPa 硬化時：29,600 MPa	若材令：18,200 MPa 硬化時：24,200 MPa

参考文献

- 1) 低レベル放射性廃棄物の余裕深度処分の概念と調査について，日本原燃パンフレット
- 2) 現行の政令濃度上限値を超える低レベル放射性廃棄物処分の基本的考え方：原子力委員会，原子力バックエンド対策専門部会，1998.10.
- 3) 富田敦紀，蛭名孝仁，福田勝美，戸井田 克：地下深部約100mの堆積軟岩中に大規模試験空洞を掘削－余裕深度処分埋施設本格調査のうち試験空洞掘削工事－，トンネルと地下，第37巻11号，pp.37-45，2006.
- 4) 石田裕樹，鶴旨 純，中島雅之，本多 眞：鷹架層の透水，間隙特性，地下水学会2005年秋季講演会講演要旨，pp.34-39，2005.
- 5) 富田敦紀，高橋一憲，小川浩司，横山幸也：軟岩地盤における円錐孔底ひずみ法の現場適用性に関する一考察，第34回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.267-272，2005.
- 6) 富田敦紀，岩見忠輝，鈴木康正：余裕深度処分埋施設本格調査のうち試験空洞の支保設計および挙動，電力土木，Vol. 352，pp.71-75，2006.
- 7) 本島 睦，日比野 敏，林 正夫：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発，電力中央研究所報告，No.377012，1978.
- 8) 工藤奎吾，小山俊博，鈴木康正：大規模地下空洞支保設計への数値解析の適用について，土木学会論文集，No.588/VI-38，pp.37-49，1998.
- 9) 土屋 敬：トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究，土木学会論文集，第364号/III-4，pp.31-40，1985.
- 10) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針，1996.

第3章 堆積軟岩の地圧測定方法

地下空洞の設計に際しては、岩盤物性を的確に調査・設定することが重要である。特に地圧（岩盤内応力）は空洞安定性検討、支保設計、掘削影響領域等の検討に対して重要な条件であり、原位置での正確な三次元応力の絶対値測定が必要である。地圧測定法には種々のものがあり、その中で円錐孔底ひずみ法（応力解放法）は、硬岩での実績が豊富であり原理が明快で信頼性が高く、コストパフォーマンスも高い。しかし、間隙が水で飽和した軟岩を対象にする場合および下向きボアホールの場合には、ひずみ計と岩盤の接着性能が低下するため測定できない可能性がある。本章においては、堆積軟岩等、湧水のある岩盤での円錐孔底ひずみ法の適用性について述べる。

3.1. 円錐孔底ひずみ法の堆積軟岩適用上の問題点

地圧測定法には種々のものがあるが、その中で応力解放法は原理が明快で信頼性が高く実績も豊富である。応力解放法の原理は、地圧から解放された岩石のひずみまたは変形を測定して地圧を算出するものである。その応力解放法のうち特に実績豊富なのが埋設ひずみ法と円錐孔底ひずみ法の2つである。円錐孔底ひずみ法は埋設ひずみ法と比較してひずみ計が安価であり測定に要する期間も短縮できるが、軟岩地盤での計測実績は埋設ひずみ法と比較して乏しい。既往の円錐孔底ひずみ法の測定概要は以下のとおりである。

- ① 坑壁面から所定の深度までカットボーリング（ $\phi 76 \text{ mm}$ ）を行う。
- ② その奥に円錐孔を削孔し、孔底観察用のボアホールカメラを用いて孔底の状況を観察する。
- ③ 測定可能と判断できた場合は円錐孔底ひずみ計（ストレインセル）を孔底に接着する。
- ④ 接着剤の硬化後にオーバーコアリング（ $\phi 76 \text{ mm}$ ）を行い、ひずみ計周囲の岩石が地圧から解放されるときの変形をストレインセルにより測定する。
- ⑤ 得られた解放ひずみと室内一軸圧縮試験により求めたヤング率、ポアソン比から弾性論に基づき地圧を算出する。

間隙が水で飽和している堆積軟岩を対象にする場合には、孔底表面から水が浸出する孔底面にストレインセルを接着することになる。また、下向きボアホールの場合にはボアホールが水没もしくは掘削ズリが沈積する孔底面に接着することになる。このため、通常使用されているシアノアクリレート系接着剤では接着不良となり測定できないことがある。

また、浸出面においても貼り付け可能な接着剤に変更した場合に、解放ひずみの測定感度の低下が想定される。したがって、以下に関して事前に確認試験を実施して堆積軟岩での適用性を検討することとした。

- ① 接着剤の選定試験
- ② 接着剤の適正配合試験
- ③ 大型三軸圧縮試験機によるひずみ感度補正
- ④ 原位置での円錐孔底ひずみ法と埋設ひずみ法の比較

3.2. 接着剤の選定試験

3.2.1 接着剤選定試験の概要

円錐孔底ひずみ法で用いる接着剤の選定および接着剤の違いによるひずみ感度の差異を把握するために、現地でブロックサンプリングした岩石試料を用いてフラットジャッキ式二軸載荷試験を実施した。二軸載荷試験の概念は 図-3.2.1 に示すとおりである。試験に用いる試料は原位置での応力測定の対象となる軽石凝灰岩とし、調査坑内の応力測定実施予定位置近傍で採取した。一辺 300 mm 前後のブロックを採取して 295 mm の立方供試体を作成した後、載荷を受けない前面、背面の中央部にそれぞれ円錐孔底（孔径 76 mm，掘進長 100 mm±10 mm）を削孔した。

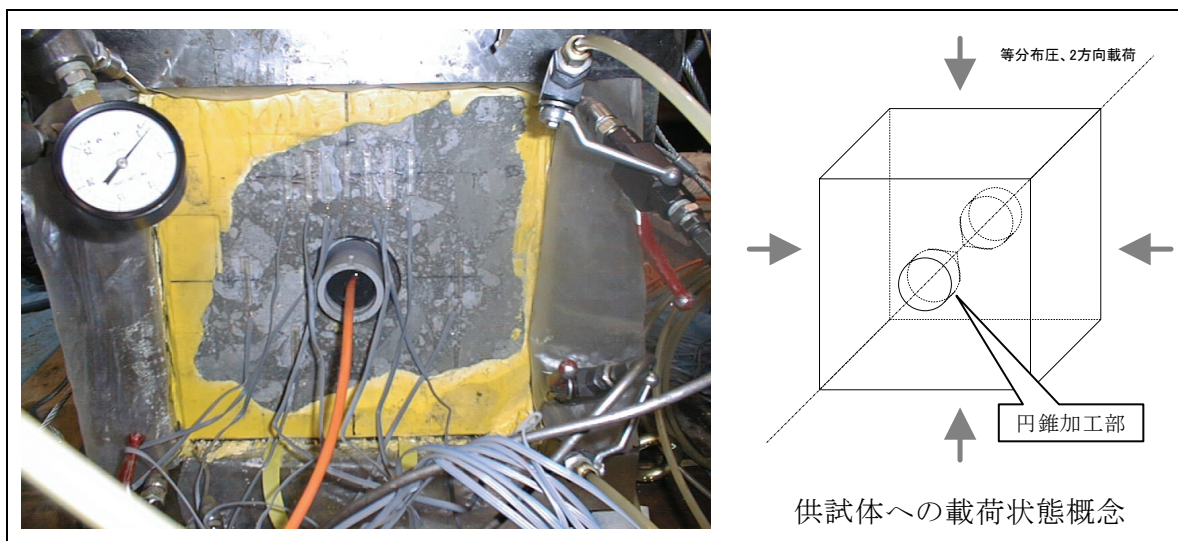


図-3.2.1 フラットジャッキ式二軸載荷試験

(1) 一軸ひずみゲージの供試体表面への貼り付け

図-3.2.2 に示すとおり，供試体の前面および背面に一般の岩石試験で用いるのと同種の一軸ひずみゲージ（長さ：30 mm）を貼り付けた．使用した接着剤は以下に示す5種類を使用した．

- ① シアノアクリレート系接着剤
- ② シアノアクリレート系の高粘性接着剤
- ③ エポキシ系接着剤
- ④ ポリエステル系接着剤
- ⑤ ブチラール系接着剤

(2) 円錐孔底ひずみ計（ストレインセル）の供試体円錐部への貼り付け

載荷試験によるひずみ感度の違いを把握するため，供試体中心部の円錐加工部にシアノアクリレート系接着剤とエポキシ系接着剤（5分硬化型および30分硬化型の接着剤を使用，樹脂，硬化剤の割合をそれぞれ1：1で等量配合）を使用して，供試体の前面，背面の中央部から削孔して整形した2つの孔底面にそれぞれストレインセルを貼り付けた．養生時間は12時間とした．

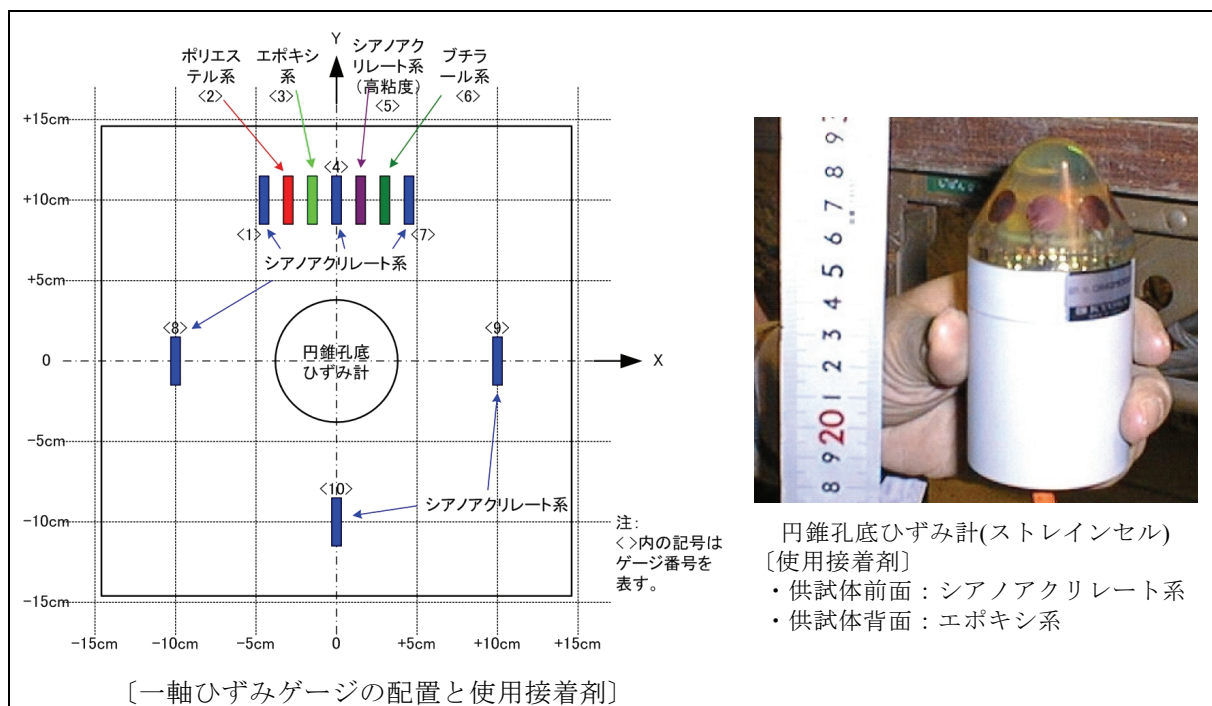


図-3.2.2 ひずみゲージの配置と使用接着剤

(3) 拘束圧の載荷・除荷

拘束圧の載荷・除荷パターンは図-3.2.3に示すような二軸等圧載荷とした。初期拘束圧は0.8 MPaとした。これは軽石凝灰岩の一軸圧縮強度が2～3 MPa程度であることから、等圧載荷状態でも1.0 MPa載荷すると円孔壁面で理論上は応力集中により2.0 MPaの周方向応力が発生し、破壊する可能性があるためである。初期拘束圧まで載荷した後、載荷速度0.3 MPa/min、除荷速度0.5 MPa/minで載荷・除荷をした。なお、試験フィールドの土被り(GL.-110m)から推定される初期地圧は2.0 MPa程度であることから、最大拘束圧は2.0 MPaとした。なお、本節における接着剤感度の評価では0.8～0.2 MPaの除荷時データのみを使用した。

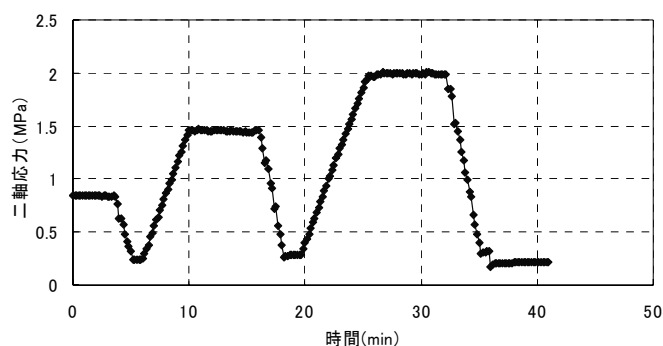


図-3.2.3 載荷パターン（二軸等圧載荷）

3.2.2 接着剤の違いによる接着力およびひずみ感度の差異〔一軸ゲージによる評価〕

岩石供試体表面に貼り付けた一軸ゲージの接着力は、接着時はいずれの接着剤でも良好と思われたが、シアノアクリレート系およびシアノアクリレート系（高粘度）で接着したひずみゲージは、接着後の時間経過に伴い剥離してしまうものが認められた。これは湿潤状態で接着したため、供試体表面に滲み出した水分により接着力が低下したためと思われる。なお、剥離したものは再度同じ接着剤を塗布して貼り直したが、円錐孔底部の下側にシアノアクリレート系接着剤で貼り付けたゲージは試験前までにほぼ剥離していた。これらのことからシアノアクリレート系接着剤では剥離する可能性が高いと言える。

1回目の除荷時の応力－ひずみ関係を示したのが図-3.2.4である。上述したとおり円錐孔底部の下側に接着したシアノアクリレート<10>は剥離したため、除荷に伴うひずみは発生していない。また、円錐孔の上側に貼り付けたゲージのうち、ポリエステル系とブチラール系の接着剤で貼り付けたゲージは、他のひずみゲージに比べて測定されたひずみは小さく、接着剤による感度の低下が認められる。一方、シアノアクリレート系、シアノアク

リレート（高粘度）系ならびにエポキシ系接着剤はバラツキが見られるものの適度な感度を有している。

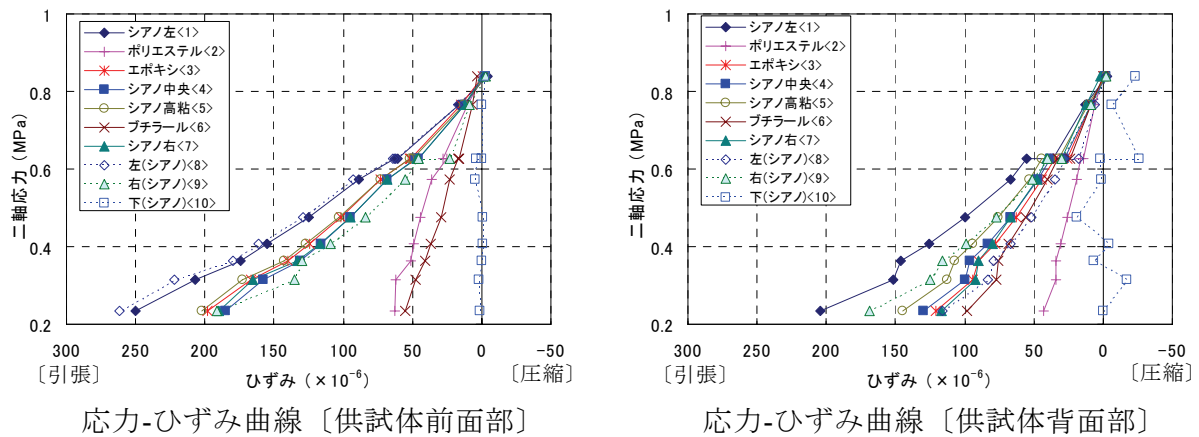


図-3.2.4 1回目除荷時の応力-ひずみ曲線

3.2.3 ストレインセルで測定されたひずみ感度の差異

ストレインセルは8箇所各3方向成分（ ρ , ψ , θ 方向）の計24成分のひずみゲージで構成されており、各方向ゲージの配置は図-3.2.5に示すとおりである。1回目の除荷時に得られたひずみデータを各ゲージごとに整理した結果を図-3.2.6に示す。本試験は二軸等圧载荷であることから、 ρ , ψ , θ の各方向のゲージ成分は同様な出力値になるはずである。同図のシアノアクリレート系の結果で最も大きく変化する θ ゲージをみると、約400～800 μ の範囲でばらついている。この要因は、各ゲージの接着時の押し付け状態の違いによることも考えられる。また、出力感度が低いゲージでは、岩石からの滲出水により接着剤が剥がれた可能性も考えられる。一方、エポキシ系の θ ゲージは約50～200 μ の範囲とばらつきは小さいが、出力感度はシアノアクリレート系と比べ小さいことがわかる。

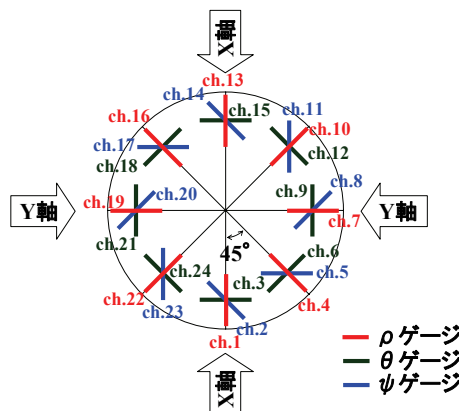


図-3.2.5 ストレインセルのゲージ配置図

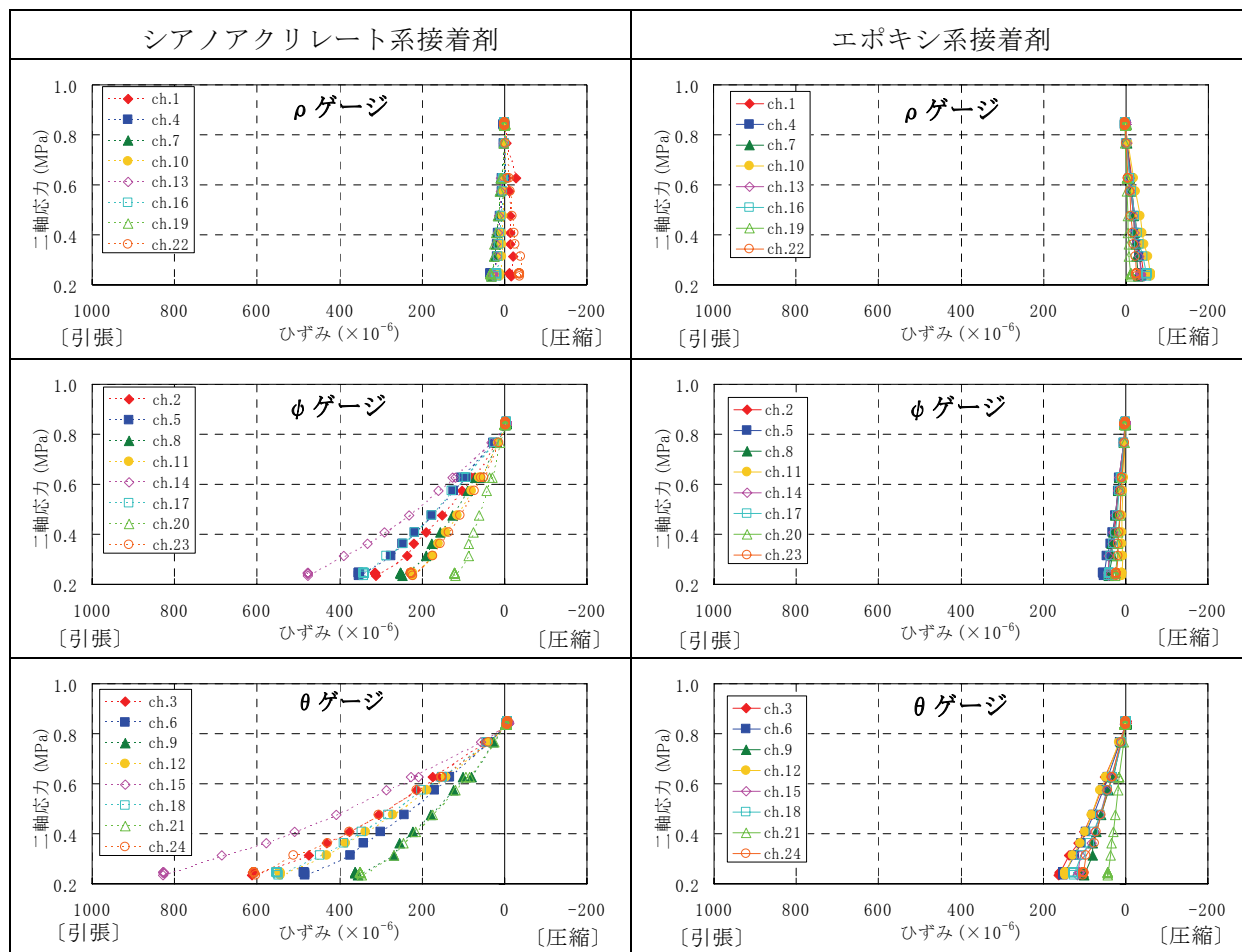


図-3.2.6 円錐孔底ゲージによる応力-ひずみ曲線

そこで、両者の接着剤による出力感度を一意的に比較するために、各方向ゲージの測定ひずみの平均値で整理した結果を図-3.2.7に示す。同図から、エポキシ系接着剤はシアノアクリレート系接着剤と比較して1/5～1/8程度に感度が低下している。供試体表面に接着した一軸ひずみゲージでは、エポキシ系とシアノアクリレート系で感度の差がそれほど生じていなかったが、ストレインセルで差が生じるのは、ひずみ計の構造の違いに原因があると思われる。すなわち、ストレインセルでは、被着部岩盤→接着剤→ひずみゲージ→円錐モールド部という構成であり、ひずみ計の背面にひずみゲージより弾性係数が大きい物質が存在している。また、接着時の押し付け荷重が不十分で接着層が厚くなっていた可能性も考えられる。いずれにしても、エポキシ系接着剤を用いて円錐孔底ひずみ法を適用する場合には、ひずみの測定感度低下の影響を補正することが必要である。

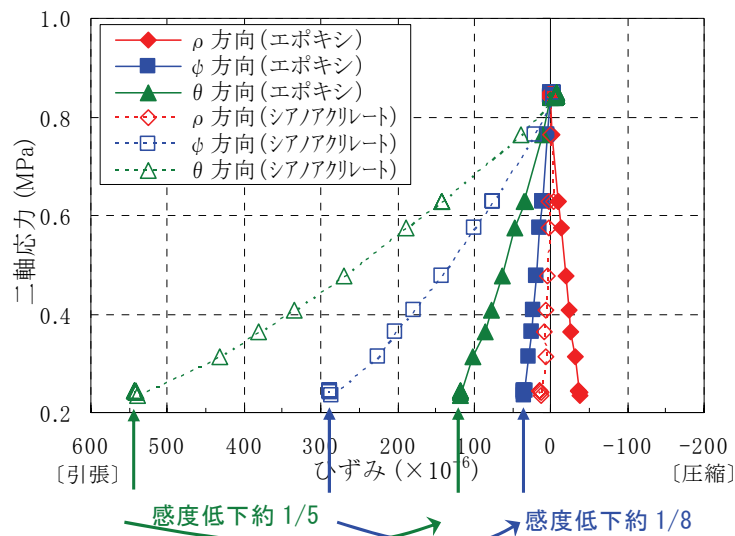


図-3.2.7 円錐孔底ゲージの感度低下

本節においては、水がある場合の接着剤の性能試験を実施した結果、従来から使用されているシアノアクリレート系接着剤では、孔底表面に水がある場合には接着が困難であることが判明した。このシアノアクリレート系接着剤は被着体の少量の水と重合して硬化反応を起こすため、多量の水がある場合には接着性能が低下するためと考えられる。多種の接着剤で接着性能を比較した結果、エポキシ系の接着剤は他の接着剤に比べて接着性能が高く、孔底面に水がある場合でも接着性能は優れていることが判明した。ただし、エポキシ系接着剤を使用した場合には、測定されるひずみは被着部岩盤表面の実際のひずみレベルに比べて測定感度が低下することも同時に判明した。

3.3. 接着剤の配合試験

3.3.1 接着剤の配合試験の概要

接着剤の要求機能としては、接着剤の硬化によるひずみゲージと岩石の一体化に基づく早期の感度発現とその時間的变化の小さいことが求められる。エポキシ系接着剤の硬化は樹脂と硬化剤の2種の配合によって決定されることから、接着剤の硬化前にひずみ測定を行った場合には実際の岩盤ひずみをストレインセルで検知できない可能性がある。したがって、ストレインセルによる岩盤ひずみ測定の信頼性を向上させるためには、接着剤の経時的な感度変化を把握して時間的变化の小さい配合を設定する必要がある。また、接着剤

を混合してから硬化開始するまでの時間は、現地で実際にストレインセルへの接着剤塗布から孔底面へ貼付けるまでの作業時間を配慮する必要がある。この貼付け時間については、計測対象深度によって異なるが、本研究での計測対象深度が数 m から十数 m であることから、数分から長くて 30 分以内に貼付けられると考えた。そこで、5 分後に硬化が始まる 5 分硬化型、30 分後に硬化が始まる 30 分硬化型の接着剤を選択し、表-3.3.1 に示す 5 分～30 分後に硬化し始める 4 つの配合を選定して室内試験を実施した。なお、配合①は硬化開始時間が一番早く練混ぜ 5 分後に硬化し始める配合で、順次、配合②、配合③、配合④と硬化開始時間が遅くなる配合であり、配合④が 30 分後に硬化し始める配合である。

表-3.3.1 接着剤の配合

	5 分硬化型 エポキシ樹脂		30 分硬化型 エポキシ樹脂	
	A 剤	B 剤	A 剤	B 剤
配合①	1	1	—	—
配合②	2	1	—	—
配合③	1	1	1	1
配合④	—	—	1	1

※ A 剤；樹脂， B 剤；硬化剤

試験は図-3.3.1 に示すようなフラットジャッキ式三軸圧縮試験装置を用いて三方向（XYZ 軸方向）の载荷・除荷を行い、孔底ひずみを測定して応力との関係を算定した。図は鉛直応力载荷用のフラットジャッキは外した状態で撮影した写真である。供試体は 300 mm 立方の軽石凝灰岩で円錐孔底は $\phi 76$ mm で供試体中心に削孔整形した。その後、数日間水浸させて飽和状態にした後、それぞれの接着剤配合でストレインセルを貼り付けた。

载荷にあたっては、弾性域内での感度変化を見るために最大载荷圧は 1.5 MPa とした。なお、この最大载荷圧は 3.2.1 項で実施したフラットジャッキ式二軸载荷試験で 2.0 MPa までの载荷で坑壁の破壊が生じなかったことを考慮して決定した。

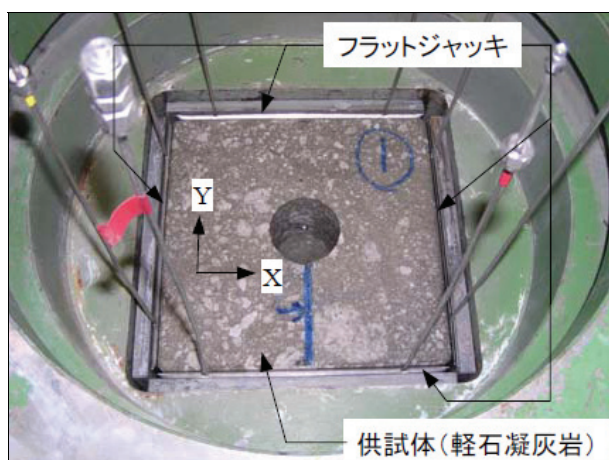


図-3.3.1 フラットジャッキ式三軸試験機

試験では、接着剤の硬化時間と測定ひずみの経時的な変化の考察および測定ひずみから応力の算定を目的としている。そこで、供試体へストレーンセルを貼付けてから2時間経過後、6時間経過後、12時間経過後、24時間経過後、36時間経過後、48時間経過後、60時間経過後、72時間経過後に同じパターンの载荷試験を行い、ひずみの測定を行って比較した。それぞれの経過時間では、X方向、Y方向、Z方向別々に一軸载荷をそれぞれ行い、その後、XY軸の二軸载荷、XYZ軸の三軸载荷を行うという順序で载荷を行った。一軸载荷、二軸载荷、三軸载荷の载荷・除荷パターンは図-3.3.2に示すとおりであり、各载荷の試験間隔は、それぞれの方向の载荷除荷が終了後、除荷時の残留ひずみが落ち着くのを待ち、ひずみ値をゼロクリアして次の载荷試験を行った。

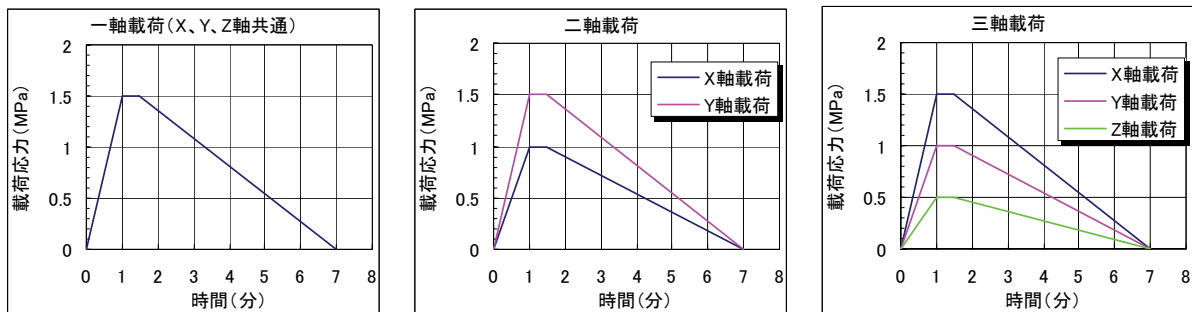


図-3.3.2 载荷パターン

3.3.2 配合の違いによる感度発現と感度変化率

図-3.3.3に、応力-ひずみ曲線の一例として、ストレーンセルを供試体に貼付けてから36時間経過後に、X軸方向に1.5 MPaまで一軸载荷・除荷した時の応力-ひずみ曲線をゲージの配置とともに示す。なお、この試験では供試体にストレーンセルを貼付けた時の接着剤は配合①を用いている。この図より1.5 MPaまでの载荷・除荷において、どのゲー

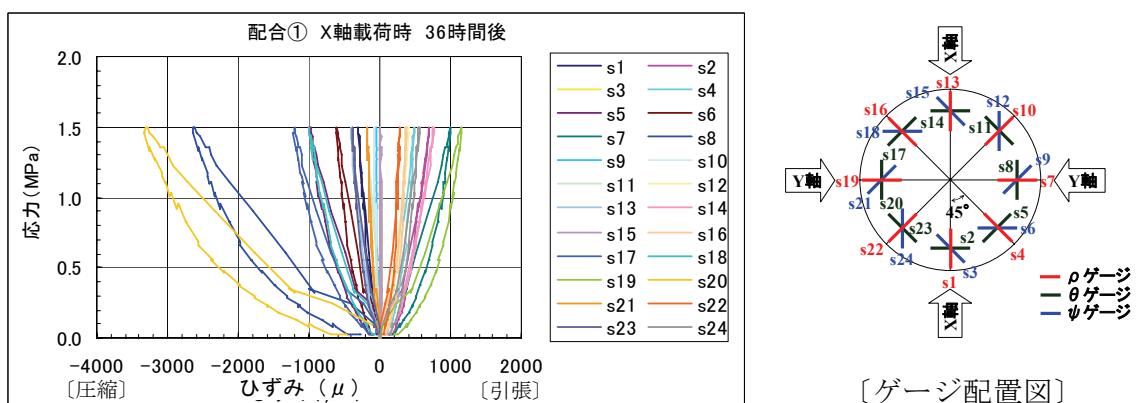


図-3.3.3 貼付けから36時間後の一軸载荷時の応力-ひずみ曲線

ジも弾性的な挙動を示していることを確認した。

また、各ひずみゲージの挙動の妥当性を確認するために、図-3.3.3の1 MPa 時のひずみ出力値を用いて、各方向別 (ρ , θ , ψ) のひずみ分布を調べた。その結果を図-3.3.4に示す。これらの図は、図中に示した赤点線を基準として、正が引張側、負が圧縮側にひずみが増したことを示している。まず、孔軸方向（円孔の半径方向）となる ρ ゲージをみると、荷重方向の S1 と S13 は圧縮側に $-300 \sim -400 \mu$ 程度、荷重方向と直交する S7 と S19 は引張側にそれぞれ $+900 \mu$ と $+1100 \mu$ 変化している。また、全体的なひずみ分布は、ほぼ荷重方向を押しつぶしたような楕円形になっており、一軸荷重時の円孔の半径方向の合理的な変形状況を示している。次に、円孔の接線方向となる θ 方向のひずみ分布をみると、S2 と S14 は引張側へそれぞれ $+600 \mu$ 程度、それと直交する S8 と S20 はそれぞれ圧縮側に -2300μ と -3000μ 程度変化している。この挙動も一軸荷重時の円孔の接線方向の合理的な変形状況を示している。そして、 ψ ゲージのひずみ分布をみると、ばらつきは見られるものの全体的には大きな変化はみられない。これは、 ψ ゲージが円孔の半径方向と接線方向の中間方向であるためと考えられる。以上より、各方向ゲージは一軸荷重時の円孔の合理的な変形挙動を捉えている。したがって、フラットジャッキ式三軸試験による応力とひずみ出力の結果は合理的であると言える。

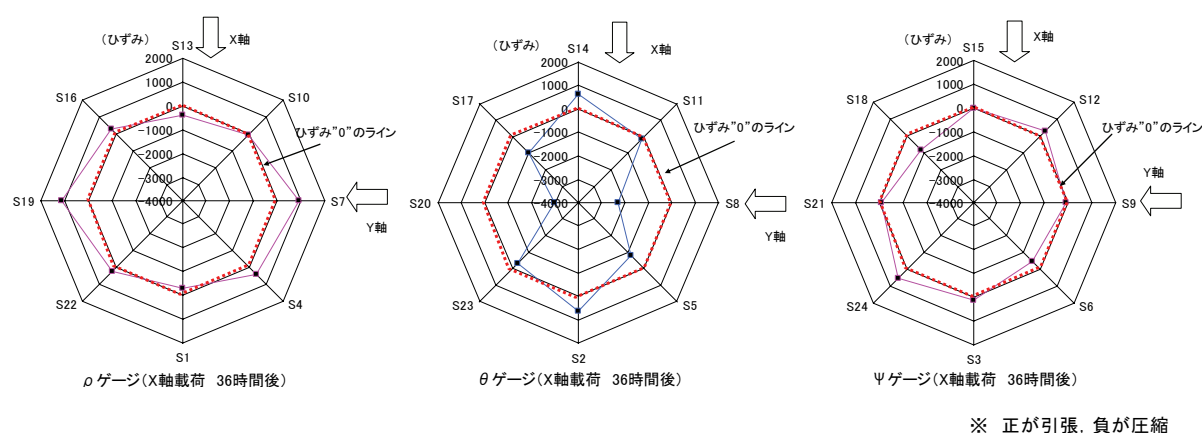


図-3.3.4 各方向ゲージのひずみ分布（貼付けから 36 時間後の一軸 X 軸荷重）

配合の違いによるひずみ出力の経時変化をみるために、横軸に経過時間、縦軸に各方向ゲージ (ρ ゲージ, θ ゲージ, ψ ゲージ) の測定ひずみを取り、各配合別に示したものを表-3.3.2～表-3.3.4 に示す。表中のストレインセルの測定ひずみ値については、一軸荷重(X 軸, Y 軸)の応力は除荷時 1.0 MPa の状態で、二軸 XY 荷重, 三軸 XYZ 荷重の応力は、それぞれピーク荷重時の測定ひずみで整理した。Z 軸方向の一軸荷重の結果について

は、X 軸、Y 軸方向の一軸載荷と比べて測定ひずみの出力値が小さいため、表から除外した。なお、配合②は2時間後の試験中に接着不良（硬化不十分）でストレインセルが剥がれたため、それ以降の試験は中止し評価からも除外した。各ゲージ別の特徴は下記のとおりである。

① ρ ゲージ

- 孔軸方向ゲージであるので、一軸載荷時には、載荷方向と平行なゲージ（例えば s1 と s13）は圧縮ひずみが生じるが、載荷方向と直交するゲージ（例えば s7 と s19）では引張ひずみが生じている。各配合ともに同様な挙動を示すが、配合③、④は配合①に比べてその変化量は小さい。
- 二軸、三軸載荷では、全てのゲージで引張ひずみが生じている。
- 各配合で時間の経過とともに、測定ひずみの絶対値は増加する傾向が認められる。その増加量は一軸載荷の場合が顕著である。

② θ ゲージ

- 孔接線方向ゲージである θ ゲージでは、一軸載荷時には、 ρ ゲージと同様に載荷方向と平行なゲージ（例えば s8 と s20）は、圧縮ひずみが生じ、載荷方向と直交するゲージ（例えば s2 と s14）では、引張ひずみが発生している。
- 二軸、三軸載荷では、全てのゲージで圧縮ひずみが生じている。
- 各配合で時間の経過とともに、測定ひずみの絶対値は増加する傾向が認められる。その増加量は一軸載荷の場合が顕著である。また、 ρ ゲージと θ ゲージのひずみ量を比較すると θ ゲージの方が出力（絶対値）は大きくなっている。この違いは孔底が円錐形になっていることによるものと考えられる。

③ ψ ゲージ

- ψ ゲージは円錐方向に対して 45° の傾きで配置されているため、一軸載荷では、 ψ ゲージの方向に依存して引張と圧縮ひずみが混在している。二軸、三軸載荷では、全てのゲージで圧縮ひずみが生じている。

- 各配合で時間の経過とともに、測定ひずみの絶対値は増加する傾向が認められる。

上記から、孔底が円錐形であるため若干複雑ではあるが、ひずみゲージの方向と載荷軸を考慮すると、それぞれのゲージの出力はほぼ妥当な結果が得られていることを確認した。また、全てのひずみは時間の経過とともに、測定ひずみの絶対値は増加する傾向が認められる。

表-3.3.2 測定ひずみの経時変化 (ρ ゲージ)

	ρ ゲージ		
	配合①	配合③	配合④
X 軸載荷 (除荷時 1.0MPa)			
Y 軸載荷 (除荷時 1.0MPa)			
XY 軸載荷 (ピーク時)			
XYZ 軸載荷 (ピーク時)			
※ ひずみ値は正が引張, 負が圧縮を示す.	<p>ゲージ配置図</p>		

表-3.3.3 測定ひずみの経時変化 (θ ゲージ)

	θ ゲージ		
	配合①	配合③	配合④
X軸載荷 (除荷時 1.0MPa)			
Y軸載荷 (除荷時 1.0MPa)			
XY軸載荷 (ピーク時)			
XYZ軸載荷 (ピーク時)			
	<p>※ ひずみ値は正が引張，負が圧縮を示す。</p> <p>ゲージ配置図</p>		

表-3.3.4 測定ひずみの経時変化 (ψ ゲージ)

	ψ ゲージ		
	配合①	配合③	配合④
X 軸載荷 (除荷時 1.0MPa)			
Y 軸載荷 (除荷時 1.0MPa)			
XY 軸載荷 (ピーク時)			
XYZ 軸載荷 (ピーク時)			
	<p>※ ひずみ値は正が引張，負が圧縮を示す。</p> <p>ゲージ配置図</p>		

前記のとおり、ひずみゲージの出力は、ゲージ方向と载荷軸方向でほぼ妥当な結果であることが確認されたことから、配合の違いによる出力感度の時間的変化の違いを一意的に比較することとした。比較にあたっては、変化の大きい一軸载荷のケースについて、各配合の経過時間ごとの測定ひずみ（絶対値）を各チャンネルの平均値で算定し、その平均的な変化から時間当たりのひずみ変化量(μ/h)を算定した。測定ひずみ（絶対値の平均）を図-3.3.5に、時間当たりのひずみ変化量を図-3.3.6に示す。図-3.3.5の測定ひずみ（絶対値の平均）の経時変化をみると、ひずみ感度の異なるものを平均してもX軸、Y軸それぞれの増加傾向は、ほぼ同等であることが確認され、ゲージ方向と载荷軸方向でほぼ妥当な結果が得られていることが裏付けられる。

原位置での測定は、ストレインセルの貼付け～養生～オーバーコアリングの順で進められる。したがって、貼付け後約36～48時間後に所要の感度発現があり、かつ、接着剤の時間変化の小さいことが望まれる。図-3.3.6の時間当たりのひずみ変化量をみると、いずれの配合においても、36～48時間後のひずみ変化量は $10\mu/h$ 以下であり、配合の違いによる感度変化の顕著な差異は特に認められない。

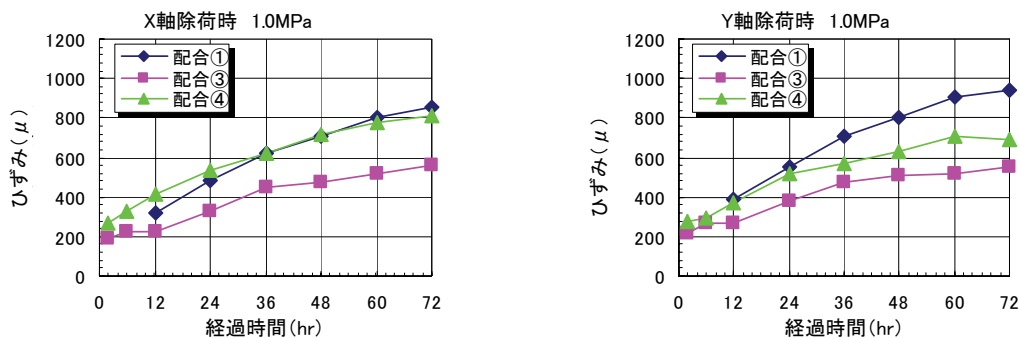


図-3.3.5 測定ひずみ（絶対値の平均）の経時変化

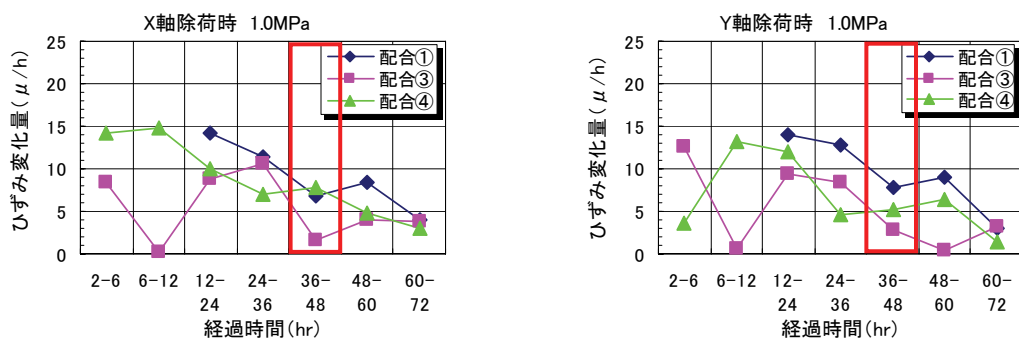


図-3.3.6 平均測定ひずみの時間変化量の経時変化

3.3.3 応力評価とオーバーコアリング径

(1) フラットジャッキ式三軸圧縮試験に基づく応力評価

3.3.2 項のフラットジャッキ式三軸圧縮試験により得られた測定ひずみを用いて算定される応力と試験時の载荷応力を比較するため、次に定義する応力発現率を算定し、配合の違いによる出力感度およびストレインセル貼付け後の経時的な出力感度の変化を評価した。ここに、応力発現率をフラットジャッキ式三軸圧縮試験の载荷応力と測定ひずみから算定される応力の比率（応力発現率=算定応力／载荷応力）として定義する。測定ひずみから応力を算定するために必要な軽石凝灰岩のヤング率およびポアソン比は、別途サンプリングした高さ 10 cm, 直径 5 cm の 3 個の供試体を用いて一軸繰返し载荷試験から求めた。一軸繰返し载荷試験結果の一例は図-3.3.7 に示すとおりである。試験での最大荷重は軽石凝灰岩の一軸圧縮強さ（2.4～2.7 MPa）の 1/3 程度（0.8MPa）とし、繰返し载荷は各供試体それぞれにピーク値 0.15, 0.30, 0.45, 0.62, 0.80 MPa で 5 回の繰返し载荷（図中①）を行い、その応力値は各繰返し载荷の最大値を、ひずみ値は各繰返し载荷の最大応力時に計測されたひずみ量から除荷して無応力になった時の残留ひずみを差し引いた値をプロット（図中②）した。そして、5 つのプロットを直線で近似し、その傾きを除荷時のヤング率とした。このようなデータ処理は、除荷時の残留ひずみによる非線形性がヤング率の算定に及ぼす影響を出来るだけ排除するための処置である。ポアソン比は、軸ひずみの傾きを横ひずみの傾きで除した値とした。

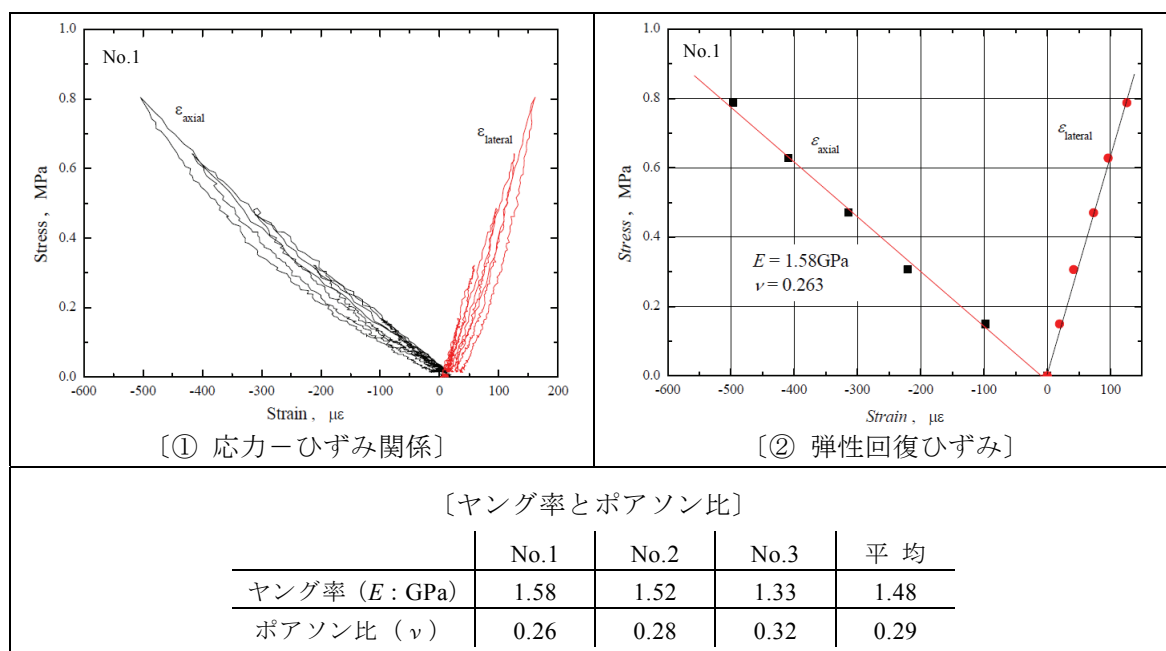


図-3.3.7 一軸繰返し载荷試験結果

上記ヤング率とポアソン比ならびにフラットジャッキ式三軸圧縮試験の経過時間ごとに測定したピーク载荷時のひずみを用いて、三次元応力解析による応力を算定し、フラットジャッキ式三軸圧縮試験の配合別の応力発現率をストレーンセル貼付け後の経過時間ごとに整理した。その結果は図-3.3.8 に示すとおりである。なお、二軸、三軸载荷の応力発現率はそれぞれの载荷軸方向の応力発現率の平均値として整理した。応力発現率の高い配合は、5分硬化型を使用した配合①である。また、いずれの配合でも時間の経過とともに、応力の発現が増加する傾向にある。二軸 XY、三軸 XYZ 载荷の場合には、72 時間経過後の応力発現率は 70 % 程度で測定感度が低い。そこで、接着剤が十分に硬化した後の応力発現率を確認する必要があると考え、接着剤が十分硬化していると想定されるストレーンセル貼付け 28 日後にフラットジャッキ式三軸試験機にセットした供試体をオーバーコアリングして応力評価することとした。

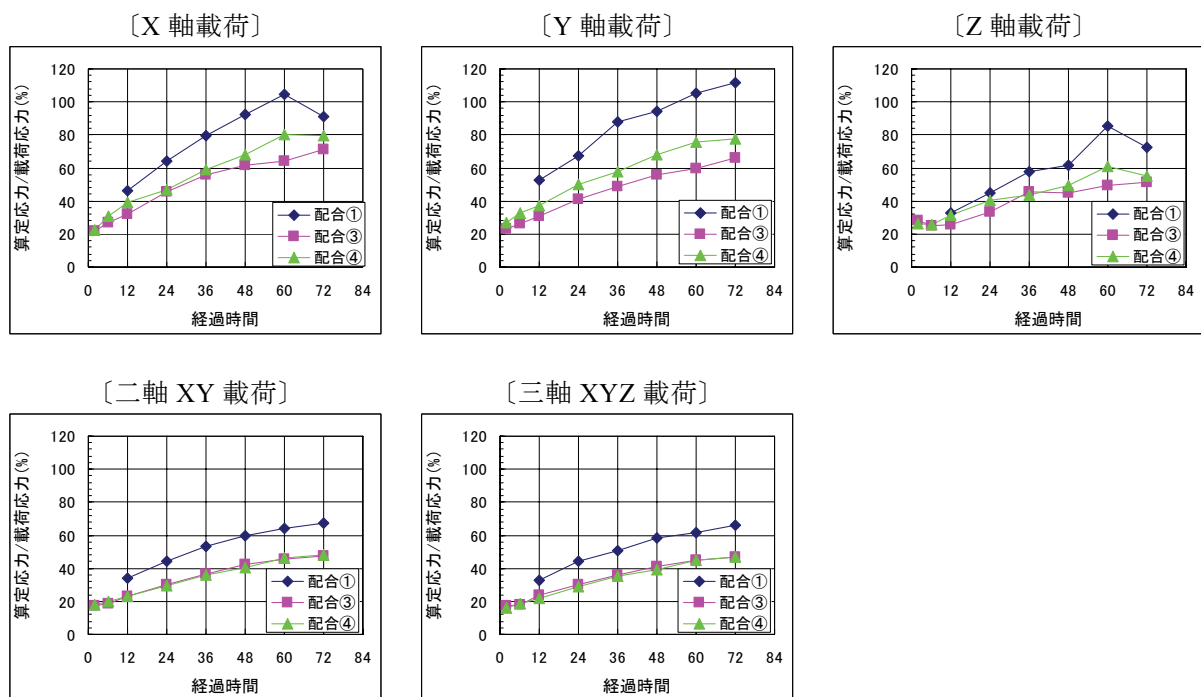


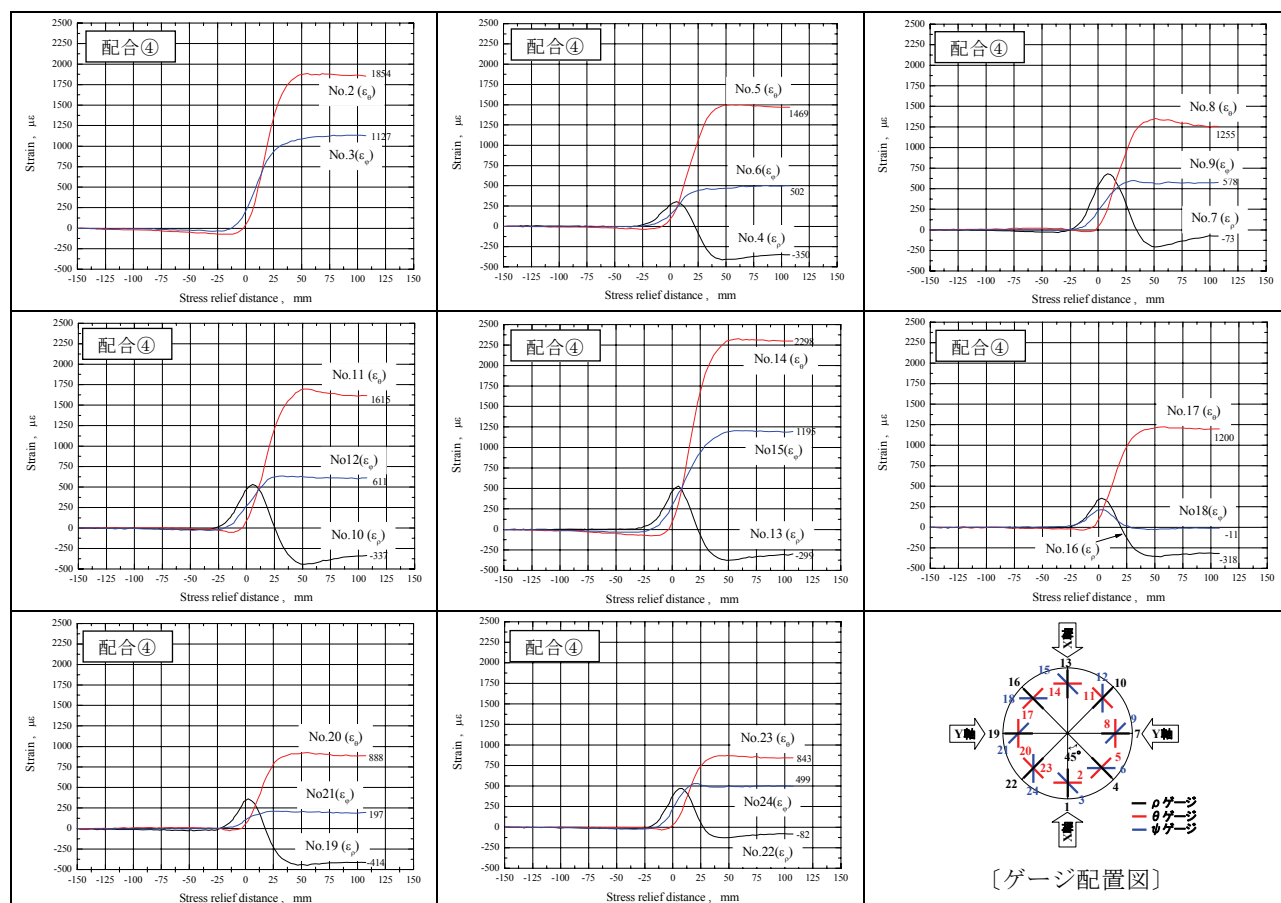
図-3.3.8 フラットジャッキ式三軸圧縮試験の応力発現率

(2) オーバーコアリングに基づく応力評価

フラットジャッキ式三軸圧縮試験による応力評価では、ストレーンセル貼付け後 72 時間後まで、応力が増加する傾向にある。そこで、接着剤がほぼ硬化していると考えられるストレーンセル貼付け後 28 日が経過した時点での供試体を用いて、オーバーコアリングによる応力評価を実施した。フラットジャッキ式三軸圧縮試験機を二軸载荷状態にして、

オーバーコアリングを行い、応力の発現率を確認した。オーバーコアリングは、鉛直下向きでもコア取得が容易な改良コアドリルを使用して $\phi 76$ mm の円錐孔に対して $\phi 110$ mm のオーバーコアリングとした。立方体の供試体の高さが 300 mm に対して、ストレインセルの孔底が、ほぼ中央位置 (150 mm) にあることから、オーバーコアリングの深さは 250 mm とした。オーバーコアリング時の応力状態は X 軸: 0.9 MPa, Y 軸: 1.35 MPa, Z 軸: 0 MPa の 2 軸载荷状態とした。当初、配合①で試験を実施したが、データロガーの不具合によりデータが取得できなかったため、本試験は配合④の供試体で実施した。

取得された解放ひずみ曲線は図-3.3.9 に示すとおりである。オーバーコアリング時の解放ひずみはほぼ一定の値に収束しており、挙動はいずれも良好な結果で、応力の算定は可能である。この解放ひずみ曲線と一軸繰返し载荷試験のヤング率、ポアソン比を用いて三次元解析により算定された応力値は X 軸: 0.74 MPa, Y 軸: 1.15 MPa, Z 軸: -0.45 MPa で、载荷応力に対して約 80 % の程度の発生応力となり感度低下している。



※: ゲージ No.1 の解放ひずみは、計器不良により除外
ひずみ値は正が引張、負が圧縮を示す。

図-3.3.9 オーバーコアリング時の解放ひずみ

本節においては、エポキシ系接着剤の配合を変え、その配合での接着剤の経時的な感度変化を確認した結果、エポキシ系接着剤は配合により硬化時間が変化する特性を有している。そして、配合を比較検討した結果、5分硬化型エポキシ樹脂（A剤，B剤）をそれぞれ1：1の割合で配合した接着剤のひずみ感度発現の高いことがわかった。

上記の配合で接着した供試体を一定の応力状態のもとでオーバーコアリングして応力評価した結果、解放ひずみの挙動は良好なものであったが、この解放ひずみ曲線から得られる応力値は、载荷応力に対して約80%程度の発生応力であり、依然として感度低下していることが判明した。エポキシ系接着剤は貼付け時に厚みをもって接着しており、シアノアクリレート系接着剤のようにストレインセルが直接岩盤面に接着していない。このため、エポキシ樹脂硬化後においても、エポキシ樹脂の剛性により測定感度の低下が生じるものと思われる。したがって、エポキシ系接着剤を適用する場合には、一軸繰返し载荷試験によるヤング率の算定ではなく、オーバーコアリングで回収したコアに対して三軸試験機で応力 - ひずみ関係を測定し、ひずみの測定感度（ひずみ感度係数）を回収コアで求める原位置三軸感度試験を実施する必要がある。

また、室内試験ではφ110 mmでオーバーコアリングを実施したが、図-3.3.10に示すように薄肉部において亀裂が発生した。解放ひずみの取得には問題はなかったが、三軸感度試験でひずみ感度係数を求める場合に、この亀裂の影響を受けることが想定される。したがって、コアの損傷を考慮して相応に大きな口径でオーバーコアリングをする必要があり、原位置でのオーバーコアリングはφ220 mmで実施することとした。

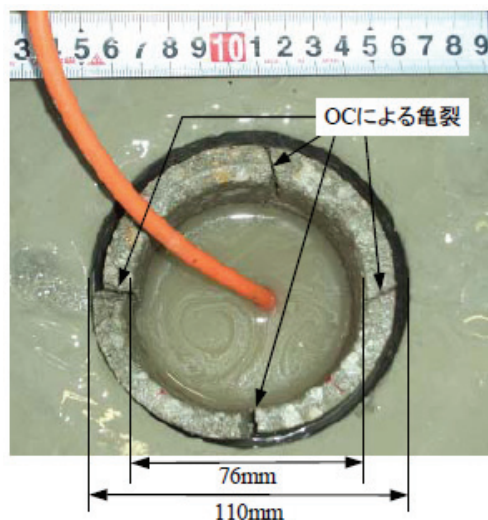


図-3.3.10 オーバーコアリング時に発生した亀裂

3.4. 大型三軸試験機によるひずみ感度補正

3.4.1 三軸感度試験装置

原位置三軸感度試験は図-3.4.1 に示す大型三軸試験機を用いて、コア採取後に現地に実施した。供試体は高さ 0.58 m、直径 0.20 m とし、ストレインセルの位置は供試体下面から 0.30 m の位置になるように成形した。三軸感度試験の排水条件については、当フィールドが堆積軟岩であることから排水とした。そして試験装置の排水径路を確保するため、供試体を三軸セルにセットする際に供試体の上下面、図-3.4.1 の载荷プレートと供試体およびペデスタルと供試体の間にポーラスストーン（厚さ: 10 mm）を挟み、供試体側面にはナイロンメッシュを巻き、その上からゴムスリーブを被せて O リングで止めてシールした。円錐孔底ひずみ計の多芯ケーブルは、三軸セルのペデスタル下部より外部に引き出し、スイッチボックスを介してひずみ測定器（データロガー）に接続した。

载荷・除荷にあたっては、軸圧と側圧が等しい等圧载荷とし、载荷速度は過剰間隙水圧が発生しないように極力遅くすることが望ましいことから、载荷速度を 0.03 MPa/min とした。最大载荷圧は、測定される各成分のひずみが解放ひずみを超える値を目途としたが、载荷圧が過大とならないように 3 MPa で载荷を中止し、10 分間保持した後に除荷した。

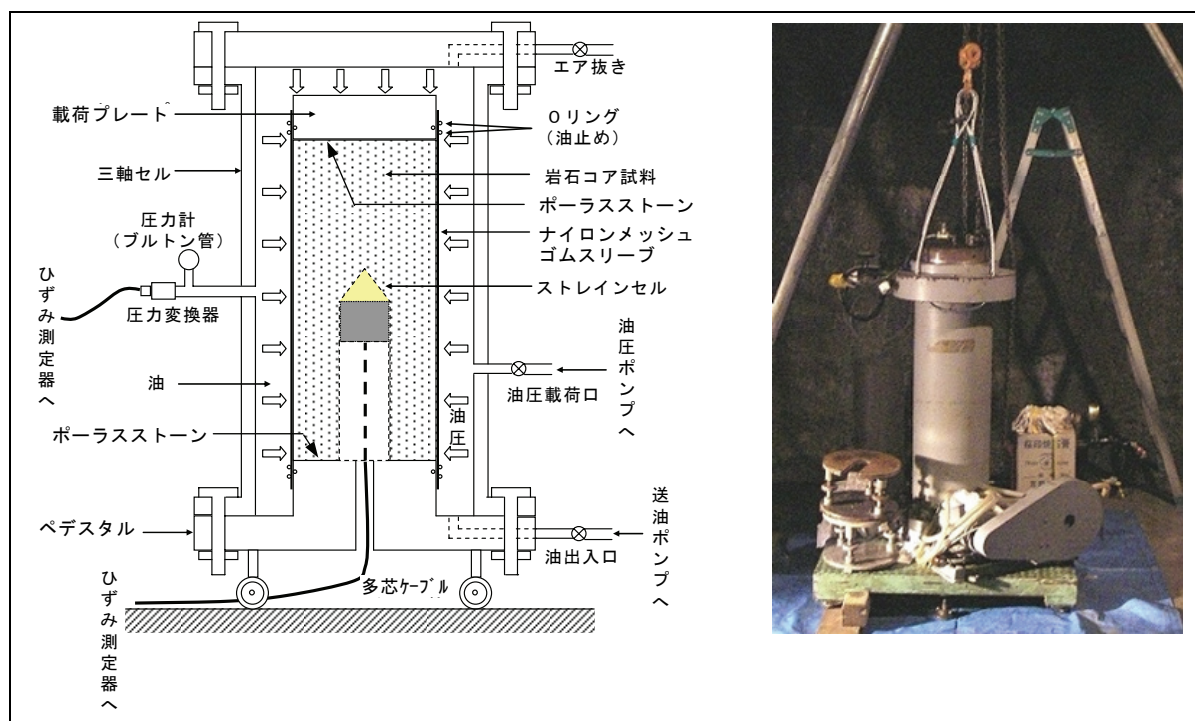


図-3.4.1 大型三軸試験装置

3.4.2 ひずみ感度の補正

円錐孔底ひずみ法では、図-3.4.2 に示すように円錐孔底面の半径 r の同一円上に 45° 間隔で 8 測点を配し各点でひずみを測定する。

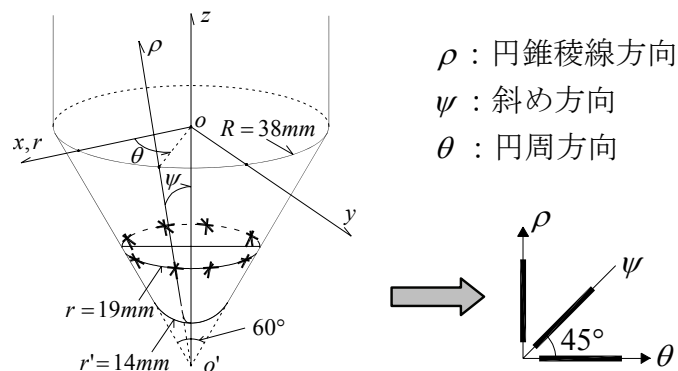


図-3.4.2 円錐孔底面のひずみゲージ座標

直交座標 (x, y, z) における応力 $\{\sigma\}$ は以下のように表される.

$$\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy}\}^T \quad (3-1)$$

円周方向の回転角 θ_j ($j=1, \dots, 8$) における測点のひずみ $\{\varepsilon_{Rj}\} = \{\varepsilon_{R\rho j}, \varepsilon_{R\psi j}, \varepsilon_{R\theta j}\}^T$ は等方性岩盤 (ヤング率: E) の場合, 次式で与えられる.

$$\left\{ \varepsilon_{Rj} \right\} = \frac{1}{F} \left[A_j \right] \left\{ \sigma \right\} \quad (3-2)$$

ここで、 $[A_j]$ は 3×6 成分のひずみ感度係数マトリクスでポアソン比 ν と測点位置の関数である．測定される解放ひずみ $\{\varepsilon_{Mj}\} = \{\varepsilon_{M\rho j}, \varepsilon_{M\psi j}, \varepsilon_{M\theta j}\}^T$ が感度低下の影響を受け、真のひずみ $\{\varepsilon_{Ri}\}$ に対して以下のように表すことができるとする．

$$\left\{ \varepsilon_{M i} \right\} = k_i \left\{ \varepsilon_{R i} \right\} \quad (3-3)$$

ここで、 k_j は感度低下を表す係数（以下、感度低下係数と記載）で円周方向の回転角 θ_j の測点ごとに感度変化が異なると考える．式(3-2)および式(3-3)より、

$$\left[A_j \right] \{ \sigma \} = \frac{E}{k_j} \{ \varepsilon_{Mj} \} \quad (3-4)$$

E/k_i は、三軸感度試験および数値解析から以下のように求める。

$$\frac{E}{k_j} = \frac{1}{3} \left(\frac{E_{T\rho j}}{E'_{C\rho}} + \frac{E_{T\psi j}}{E'_{C\psi}} + \frac{E_{T\theta j}}{E'_{C\theta}} \right) \quad (3-5)$$

ここで、 $E_{T\rho i}$, $E_{T\psi i}$, $E_{T\theta i}$ は三軸感度試験の応力 - ひずみ曲線の傾き（以下、三軸感度

係数と記載)であり、 $E'_{C\rho}$ 、 $E'_{C\psi}$ 、 $E'_{C\theta}$ は ρ 、 ψ 、 θ 各方向の三軸感度試験の応力－ひずみ関係に対する供試体形状の影響を示す無次元係数（以下、形状補正係数と記載）である。

三軸感度係数は、三軸感度試験にて最大載荷圧 3 MPa までの全データを直線回帰して傾きを算定する。

形状補正係数: $E'_{C\rho}$ 、 $E'_{C\psi}$ 、 $E'_{C\theta}$ は、ストレーンセルを含んだ供試体（回収コア）の形状に起因する応力集中の影響を表す係数であり数値解析により求める。数値解析は軸対称弾性 FEM 解析で三軸感度試験の供試体形状をモデル化し、三軸感度試験の載荷圧（封圧）に相当する単位荷重を単位ヤング率の供試体に載荷した状態での封圧とゲージ貼付け位置のひずみ（ ε_ρ 、 ε_ψ 、 ε_θ ）の関係を求めて、単位ヤング率において単位ひずみを発生させるために必要な応力: $E'_{C\rho}$ 、 $E'_{C\psi}$ 、 $E'_{C\theta}$ とした。

$$E'_{C\rho} = \frac{1}{\varepsilon_\rho}, \quad E'_{C\psi} = \frac{1}{\varepsilon_\psi}, \quad E'_{C\theta} = \frac{1}{\varepsilon_\theta}$$

ポアソン比を 0.1, 0.2, 0.25, 0.3, 0.4 としたときの形状補正係数の算定結果は表-3.4.1 に示すとおりである。

表-3.4.1 各ポアソン比の形状補正係数

ポアソン比 ν	形状補正係数		
	$E'_{C\rho}$	$E'_{C\psi}$	$E'_{C\theta}$
0.10	1.041	0.692	0.518
0.20	1.310	0.778	0.553
0.25	1.501	0.829	0.573
0.30	1.753	0.888	0.594
0.40	2.600	1.034	0.645

形状補正係数はポアソン比によりその値が異なることから、三次元応力を算定する際に適用するポアソン比は、三軸感度試験により求められる $E_{T\rho j}$ 、 $E_{T\psi j}$ 、 $E_{T\theta j}$ の各方向のバランスを比較して同様の傾向となるようなポアソン比を用いることとした。具体的には、次節にて、円錐孔底ひずみ法を原位置で適用した計測データを用いて述べる。

3.5. 原位置での円錐孔底ひずみ法の適用性検証

本節においては、前節までに検討した円錐孔底ひずみ法の測定方法を用いて、原位置での測定を実施するとともに、測定方法の信頼性を検証するため、浸出水がある場合でも影響を受けない埋設ひずみ法⁶⁾と円錐孔底ひずみ法の結果を比較することで円錐孔底ひずみ法の現地適用性を検証した。

3.5.1 円錐孔底ひずみ法の変更測定手順

3.2節～3.4節の検討結果に基づき、従来の円錐孔底ひずみ法の測定方法に改良を加えた点を測定手順ごとに示したものが図-3.5.1である。

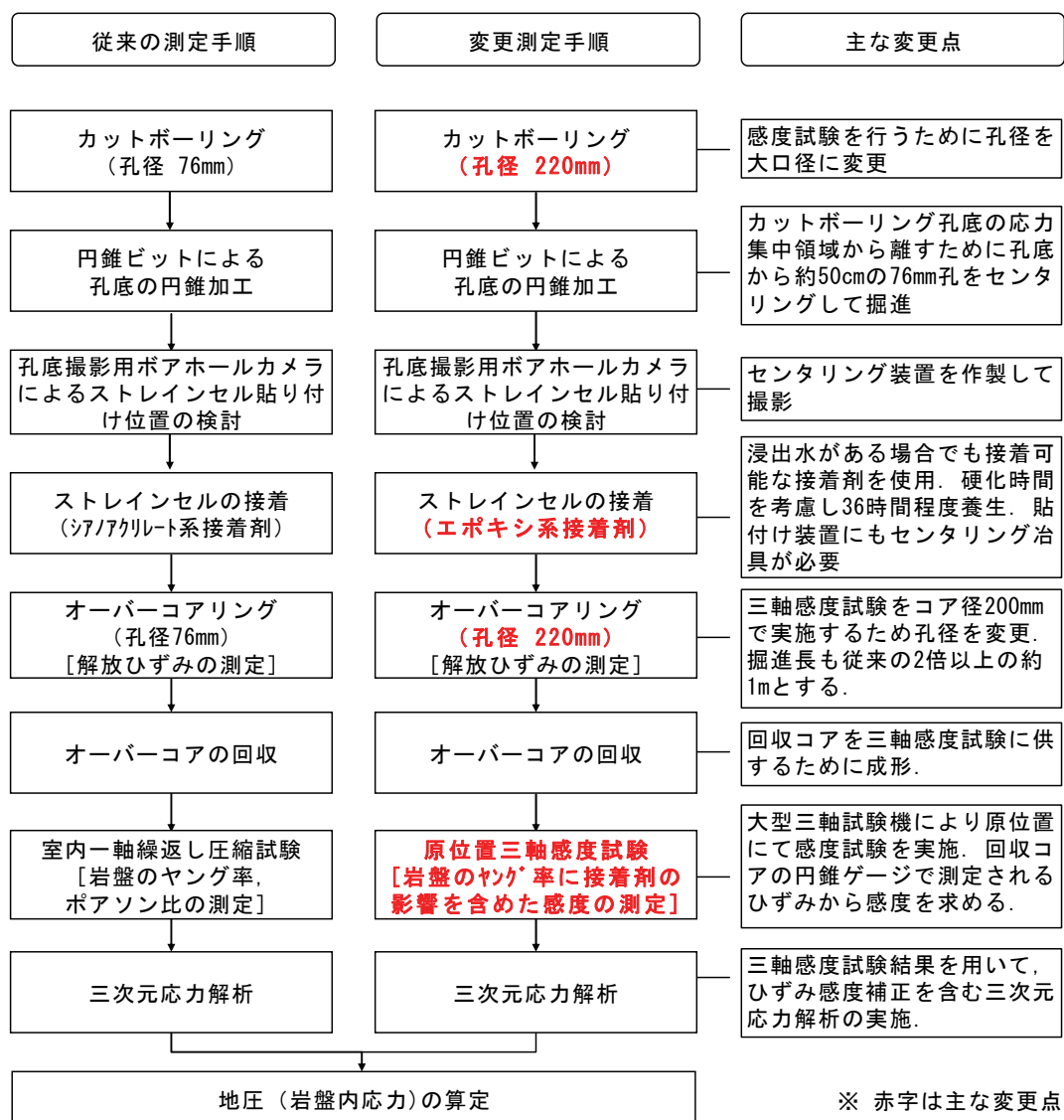


図-3.5.1 従来の測定手順と変更測定手順の比較

3.5.2 円錐孔底ひずみ法による原位置測定

(1) 円錐孔底ひずみ法と埋設ひずみ法の原位置測定位置

測定位置は図-3.5.2 に示すとおりであり、円錐孔底ひずみ法（図中の CBO）と埋設ひずみ法（図中の BDM）による測定は、試験空洞の対象岩種である軽石凝灰岩層内で実施することとし、調査坑の切羽（地表面から -110 m の深度）から前方約 11～13 m の地点において、それぞれ 3 箇所計測を実施した。カットボーリングおよびオーバーコアリングの孔径は 220 mm とし、オーバーコアリングの掘進長は 90 cm（約 1.0m 程度）とした。なお、オーバーコアリングの掘進による過剰間隙水圧を抑制することが望ましいため、その掘進速度を約 1 cm/min とした。

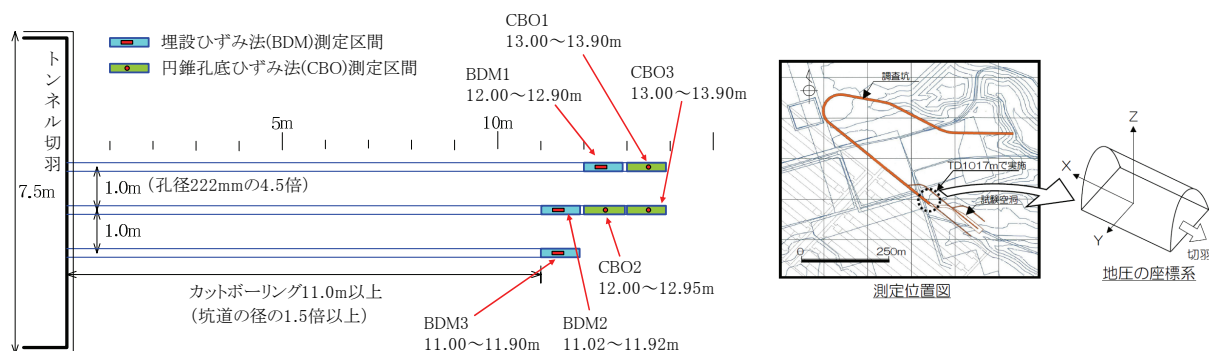


図-3.5.2 初期地圧測定位置（平面図）

(2) 解放ひずみと三軸感度試験結果

CBO1 で計測した結果を一例として、円錐孔底ひずみ法の解放ひずみの測定結果を図-3.5.3 に示す。解放ひずみは、応力解放時の典型的なひずみ挙動を示しており、異常な動きは特に認められない。そこで、応力解析に用いる解放ひずみは、図-3.5.3 に示す応力解放後の安定したひずみを解放ひずみ: $\varepsilon_{M\rho j}$, $\varepsilon_{M\psi j}$, $\varepsilon_{M\theta j}$ とした。CBO1 の三軸感度試験結果は図-3.5.4 に示すとおりであり、 ρ 方向のひずみは、本来、圧縮となるはずであるが、測定値の一部に引張ひずみが生じている。また、 θ 方向のひずみは、応力に対して同程度のひずみ値になるはずであるが、ばらついている。これらの原因は岩石の不均一性やゲージの接着状況のバラツキに起因するものと考えられる。そこで、三軸感度係数: $E_{T\rho j}$, $E_{T\psi j}$, $E_{T\theta j}$ は、図-3.5.4 に示す三軸感度試験結果の最大載荷圧 3 MPa までの全データを直線回帰して傾きを算出することとしたが、応力-ひずみ曲線のひずみが引張になっているもの、および載荷の途中で傾きがマイナス側に動いているものは採用しないこととした。

読み取った解放ひずみ: $\varepsilon_{M\rho j}$, $\varepsilon_{M\psi j}$, $\varepsilon_{M\theta j}$ および三軸感度係数 $E_{T\rho j}$, $E_{T\psi j}$, $E_{T\theta j}$ の結果は, 表-3.5.1 に示すとおりである.

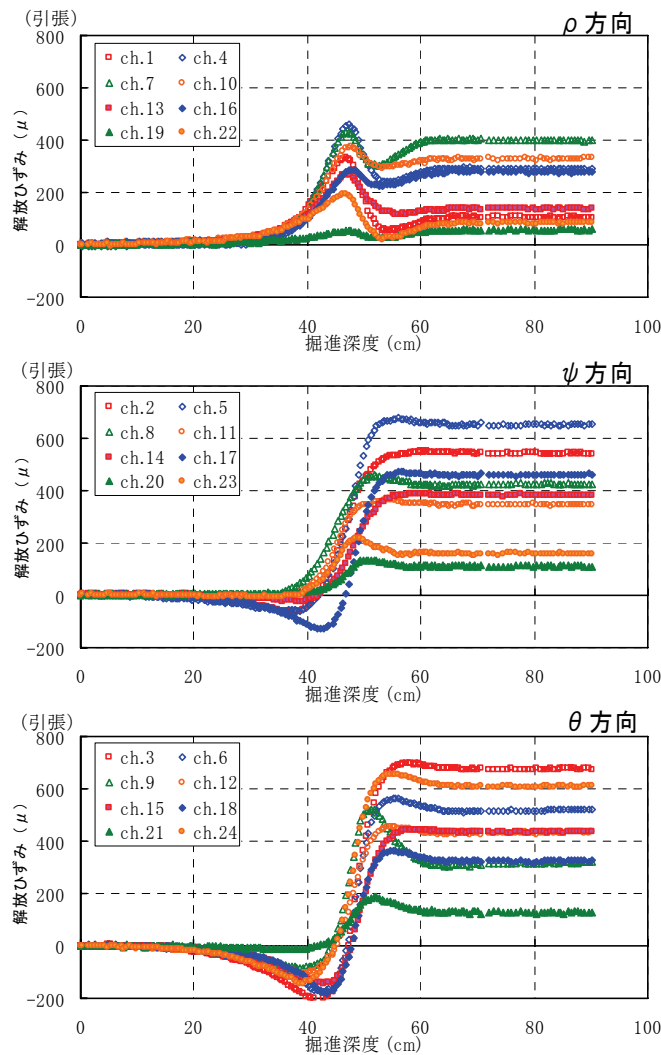


図-3.5.3 解放ひずみ測定結果 (CBO1)

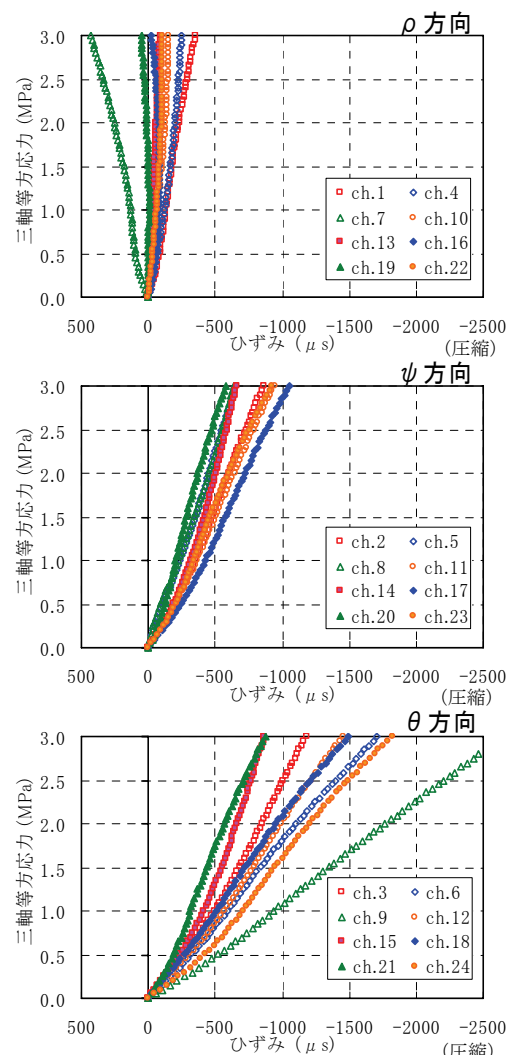


図-3.5.4 三軸感度試験結果 (CBO1)

表-3.5.1 CBO1 の試験結果 (解放ひずみ ε_{Mj} と三軸感度係数 E_{Tj})

測点 j	ρ ゲージ				ψ ゲージ				θ ゲージ			
	ゲージ ch.	解放 ひずみ $\varepsilon_{M\rho j}$ (μ)	$E_{T\rho j}$ (MPa)	$E_{T\rho j}$ の 平均値 (MPa)	ゲージ ch.	解放 ひずみ $\varepsilon_{M\psi j}$ (μ)	$E_{T\psi j}$ (MPa)	$E_{T\psi j}$ の 平均値 (MPa)	ゲージ ch.	解放 ひずみ $\varepsilon_{M\theta j}$ (μ)	$E_{T\theta j}$ (MPa)	$E_{T\theta j}$ の 平均値 (MPa)
1	1	103	9310	12,830	2	540	3,650	4,110	3	676	2,600	2,360
2	4	287	11,970		5	652	4,520		6	521	1,820	
3	7	298	—		8	426	4,480		9	320	1,170	
4	10	329	17,220		11	346	3,330		12	434	2,150	
5	13	137	—		14	382	4,770		15	435	3,560	
6	16	279	—		17	462	3,040		18	327	2,080	
7	19	58	—		20	112	5,580		21	128	3,690	
8	22	84	—		23	160	3,510		24	610	1,780	

三軸感度試験の応力－ひずみ関係に対する供試体形状の影響を表す形状補正係数: E'_C については、3.4 節の表-3.4.1 で示したとおり、ポアソン比により値が異なる。そこで、本検討で用いるポアソン比は、三軸感度試験の三軸感度係数: $E_{T\rho j}$, $E_{T\psi j}$, $E_{T\theta j}$ の平均値による方向別の比が、数値計算により求めた形状補正係数: $E'_{C\rho}$, $E'_{C\psi}$, $E'_{C\theta}$ の比に近いポアソン比を採用することとした。CBO1, CBO2, CBO3 の三軸感度係数の方向別平均値: $E_{T\rho}$, $E_{T\psi}$, $E_{T\theta}$ の比は表-3.5.2 に示すとおりである。また、ポアソン比の違いによる形状補正係数の方向別の比の関係は表-3.5.3 に示すとおりであり、ポアソン比 0.40 の形状補正係数の方向別の比が三軸感度試験による三軸感度係数の方向別平均値の比に最も近い。そこで、応力計算に用いる形状補正係数: $E'_{C\rho}$, $E'_{C\psi}$, $E'_{C\theta}$ は、ポアソン比: 0.40 の値を採用することとした。

表-3.5.2 三軸感度係数の方向別の比

	三軸感度係数の平均値 (MPa)			三軸感度係数の方向別の比		
	$E_{T\rho}$	$E_{T\psi}$	$E_{T\theta}$	$E_{T\rho}$	$E_{T\psi}$	$E_{T\theta}$
CBO1	12,830	4,110	2,360	5.440	1.740	1.000
CBO2	13,680	5,610	2,990	4.580	1.880	1.000
CBO3	12,980	4,590	2,360	5.550	1.940	1.000

※ 比は $E_{T\theta}$ を 1.0 として算定

表-3.5.3 形状補正係数の方向別の比

ポアソン比	数値解析による形状補正係数			形状補正係数の方向別の比		
	$E'_{C\rho}$	$E'_{C\psi}$	$E'_{C\theta}$	$E'_{C\rho}$	$E'_{C\psi}$	$E'_{C\theta}$
0.10	1.041	0.692	0.518	2.012	1.336	1.000
0.20	1.310	0.778	0.553	2.371	1.407	1.000
0.25	1.501	0.829	0.573	2.622	1.448	1.000
0.30	1.753	0.888	0.594	2.951	1.494	1.000
0.40	2.600	1.034	0.645	4.028	1.602	1.000

※ 比は $E'_{C\theta}$ を 1.0 として算定

三軸感度係数: E_{Tj} と形状補正係数: E'_C から 3.4 節の式 (3-5) により算定される E/k_j は表-3.5.4 に示すとおりである。解放ひずみから読みとった $\varepsilon_{M\rho j}$, $\varepsilon_{M\psi j}$, $\varepsilon_{M\theta j}$ と E/k_j により、3.4 節の式 (3-4) に基づき、最小二乗法により三次元応力の最確値を算定した。

表-3.5.4 三軸感度係数: E_{Tj} と形状補正係数: E'_C により算定される E/k_j

測点 j	三軸感度係数			形状補正係数			$E_{T\rho j}/E'_{C\rho j}$	$E_{T\psi j}/E'_{C\psi j}$	$E_{T\theta j}/E'_{C\theta j}$	E/k_j
	$E_{T\rho j}$	$E_{T\psi j}$	$E_{T\theta j}$	$E'_{C\rho}$	$E'_{C\psi}$	$E'_{C\theta}$				
1	9,308	3,652	2,604	2.600	1.034	0.645	3,580	3,532	4,035	3,715
2	11,968	4,520	1,823	2.600	1.034	0.645	4,603	4,371	2,825	3,933
3	12,832	4,477	1,167	2.600	1.034	0.645	4,935	4,329	1,808	3,691
4	17,219	3,326	2,152	2.600	1.034	0.645	6,623	3,216	3,334	4,391
5	12,832	4,769	3,560	2.600	1.034	0.645	4,935	4,612	5,516	5,021
6	12,832	3,036	2,083	2.600	1.034	0.645	4,935	2,936	3,227	3,700
7	12,832	5,579	3,686	2.600	1.034	0.645	4,935	5,395	5,711	5,347
8	12,832	3,510	1,783	2.600	1.034	0.645	4,935	3,394	2,763	3,697

(3) 三次元応力の算定結果

上記により算定した円錐孔底ひずみ法の応力と埋設ひずみ法により求めた応力測定結果をもとに整理したシュミットネット下半球投影図を図-3.5.5に示す。また、トンネルに直角，平行な3断面内の主応力図を図-3.5.6に示す。円錐孔底ひずみ法と埋設ひずみ法両者の応力値はよく一致している。水平面内の応力値は等方的であるがゆえに，若干の絶対値の違いにより方向が合わないものと考えられる。これらの結果から間隙が水で飽和され孔底面から浸出水がある軟岩地盤において，本測定手順を採用した円錐孔底ひずみ法による応力測定は可能であると言える。ただし，本手順では三軸感度試験のためにオーバーコアリング径を大きくしており，本来の円錐孔底ひずみ法における孔径が小さく作業性が良いという利点は薄まるが，軟岩を対象にする場合は大口径でも比較的掘進は容易であり，間隙が水で飽和された軟岩での三次元応力測定法として本手順を用いることは有効な手段であると言える。

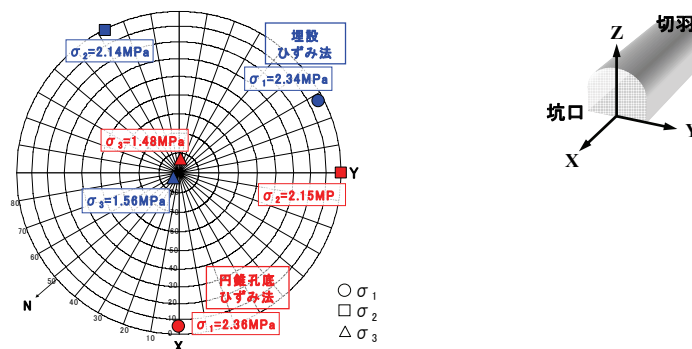


図-3.5.5 主応力方向（シュミットネット下半球投影）

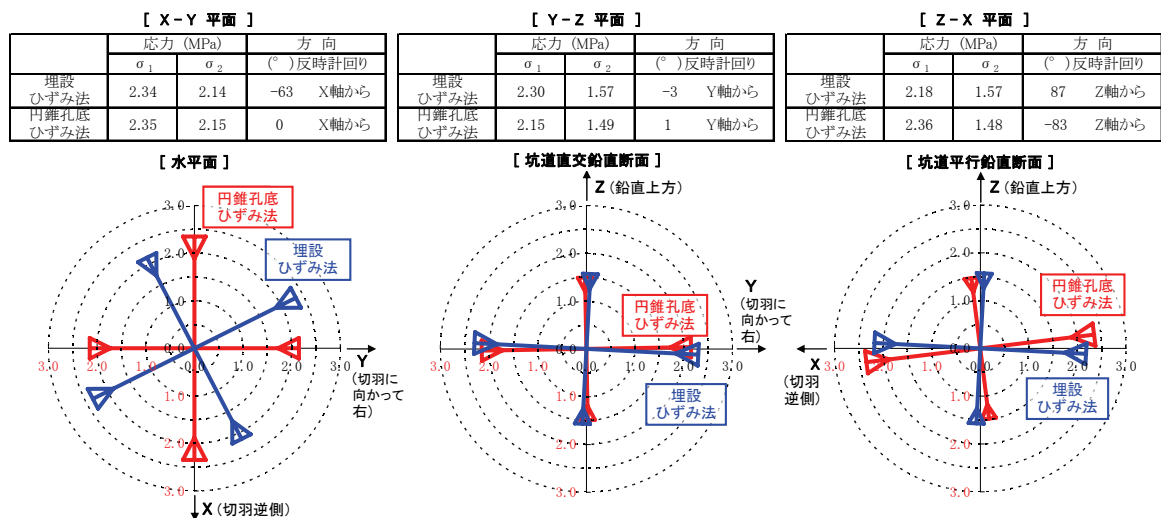


図-3.5.6 面内主応力図

3.6. まとめ

本章においては、間隙が水で飽和した堆積軟岩および下向きボアホールなど孔内が水没する場合の円錐孔底ひずみ法の適用性について、円錐孔底ひずみ計（ストレインセル）を接着するための接着剤、接着剤の適正配合ならびに大型三軸試験機によるひずみ感度補正等の観点で検討を進めた。

接着剤の選定試験結果では、従来から使用されているシアノアクリレート系接着剤では、孔底表面に水がある場合には接着が困難であることが判明した。このシアノアクリレート系接着剤は被着体の少量の水と重合して硬化反応を起こすため、多量の水がある場合には接着性能が低下するためと考えられる。多種の接着剤で接着性能を比較した結果、エポキシ系の接着剤は、他の接着剤に比べて接着性能が高く、孔底面に水がある場合でも接着性能は優れていることが判明した。ただし、エポキシ系接着剤を使用した場合には、測定されるひずみは被着部岩盤表面の実際のひずみレベルに比べて測定感度が低下することも同時に判明した。

エポキシ系接着剤は配合により硬化時間が変化する特性を有していることから、エポキシ系接着剤の配合を調整することで、感度低下を少しでも抑えられないかを検討した。配合を比較検討した結果、5分硬化型エポキシ樹脂（A剤、B剤）をそれぞれ1:1の割合で配合した接着剤の感度発現の高いことがわかった。

上記の配合で接着した供試体を一定の応力状態のもとでオーバーコアリングして応力評価した結果、解放ひずみの挙動は良好なものであったが、この解放ひずみ曲線から得られる応力値は、載荷応力に対して約80%程度の発生応力であり、依然として感度低下していることが判明した。エポキシ系接着剤は貼り付け時に厚みをもって接着しており、シアノアクリレート系接着剤のようにストレインセルを直接岩盤面に接着していない。このため、エポキシ樹脂の剛性により測定感度の低下が生じるものと思われる。したがって、エポキシ系接着剤を用いる場合には、オーバーコアリングで回収したコアに対して三軸試験機で応力-ひずみ関係を測定し、ひずみの測定感度をそれぞれの回収コアで求める原位置三軸感度試験を実施する必要がある。

オーバーコアリングの孔径は $\phi 76$ mmの円錐孔に対して、上記の室内試験では $\phi 110$ mmのオーバーコアリングを実施した結果、薄肉部において亀裂が発生した。三軸感度試験でひずみ感度係数を求める場合には、この亀裂の影響を受けることが想定されることから、 $\phi 200$ mm程度のオーバーコアリングによる回収コアを用いて三軸感度試験を実施する

ことが望ましい。そこで、現場測定では $\phi 220 \text{ mm}$ でオーバーコアリングを実施した。

上記事前試験結果をもとに従来の測定方法に改良を加えた変更手順を示すとともに、原位置（調査坑トンネル切羽，地表面下 110 m）にてこの変更手順を適用した円錐孔底ひずみ法と埋設ひずみ法による測定値を比較した結果，両手法の応力値はほぼ同等の結果となり，本手順は有効なものであることを確認した。ただし，本手順では大型三軸感度試験のためにオーバーコアリング径を大きくしており，本来の円錐孔底ひずみ法における孔径が小さく作業性が良いという利点は薄まるが，軟岩を対象にする場合は大口径でも比較的掘進は容易であり，間隙が水で飽和された軟岩での三次元応力測定法として本手順を用いることは有効な手段であると言える。

参考文献

- 1) Sugawara, K and Y. Obara: Draft ISRM suggested method for in situ stress measurement using the compact conical-ended borehole overcoring (CCBO) technique, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. 36(3), pp.307-322, 1999.
- 2) 富田敦紀, 高橋一憲, 小川浩司, 横山幸也: 軟岩地盤における円錐孔底ひずみ法の現場適用性に関する一考察, 第34回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.267-272, 2005.
- 3) Sakaguchi, K., Yoshida, H., Minami, M., Suzuki, Y., Hara, M. and K. Matsuki: Development of downward compact conical-ended borehole overcoring technique for rock stress measurement, Proc. 3rd Int. Symp. on Rock Stress, pp.211-216, 2003.
- 4) 森 孝之, 岩野圭太, 中畠誠門, 田仲正弘, 竹原真希: 改良コアドリルを用いた応力測定, 第40回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.961-962, 2005.
- 5) 白鷺 卓, 戸井田 克, 富田敦紀, 坂口清敏: 堆積軟岩における湧水のある下向きボアホールでの円錐孔底ひずみ法の適用, 資源・素材 2006 (福岡) 講演資料, A2-7, pp.53-54, 2006.
- 6) Kanagawa, K., Hibino, S., and T. Ishida: In-situ stress measurements by the over-coring method —Development of an 8 elements gauge for 3-dimensional estimation—, CRIEPI REPORT EU88002, Central Research Institute of Electric Power Industry, 1988.

第4章 堆積軟岩空洞の破壊現象

試験空洞掘削時において、空洞壁面に平行方向に発生する亀裂および剥離が確認されており、これらの破壊現象は掘削により岩盤応力が誘発する Spalling（板状破壊）と考えられる。一般的には、Spalling は地下深部の高地圧岩盤で発生すると言われている^{1),2)}。これまでに他フィールドで確認されている Spalling 事例は、第1章 1.5 節で記載したとおり AECL（Atomic Energy of Canada）の研究坑道（URL：Underground Research Laboratory）、南アフリカの実験トンネル、鉱山トンネルなどがある。これらのフィールドはすべて硬岩で、その地山特性は高地圧、インタクトな岩盤であり、一軸圧縮強度を初期地圧の第一主応力で除した比率（以下、地圧強度比と記載）が 1.6～3.9 程度と小さいことが特徴である。当試験空洞フィールドは上記のフィールドに比べて初期地圧および強度ともに小さいが、地圧強度比はほぼ 1.0 であり、地圧に比べて強度が低いことから、相対的には高地圧な岩盤に相当する。また、地下空洞掘削時の壁面近傍の岩盤は、掘削に伴う応力解放（以下、掘削解放と記載）により壁面に対して接線方向の載荷（応力集中）および法線方向の拘束圧の低下により一軸応力状態に移行する。その結果、地下空洞周辺岩盤の挙動は低拘束圧状態での岩盤破壊メカニズムに支配されることになる。

試験空洞掘削時に確認された Spalling は、上記の掘削時の拘束圧変化、応力集中など、応力再配分に起因するものと解釈し、その破壊メカニズムを検証するために空洞掘削時の応力状態を模擬した要素試験を実施した。その結果から破壊メカニズムの検討を行うとともに、低拘束圧域での強度低下を考慮した破壊規準について議論する。さらに、実岩盤での空洞掘削後の岩盤応力（誘発応力）を円錐孔底ひずみ法により測定し、その測定結果に基づき、要素試験で設定した破壊規準、オーバーコアリング時に確認されたコアディスキング現象を勘案して堆積軟岩空洞掘削時の Spalling に関する考察を加えた。

本章においては、これら空洞壁面平行方向に発生する亀裂および剥落等の Spalling の要因を空洞掘削時の拘束圧変化および応力集中に伴う誘発応力による破壊であると解釈し、その破壊メカニズムを検討した結果について述べる。

4.1. 試験空洞掘削時の剥落、亀裂の発生状況

4.1.1 先進導坑、アーチ切掘り時における剥落の発生状況

先進導坑掘削時に発生した剥落およびアーチ切掘り時に先進導坑周りに発生していた亀裂の状況を図-4.1.1 に示す。先進導坑掘削時に生じた剥落は 13 箇所認められた。そ

の剥落状況の一例は図-4.1.1 の①および②に示すとおりであり、剥落の発生位置は天端に集中し、剥落の形状は楕円状に薄く剥がれている場合が多い。また、剥落と岩質の関係については、軽石凝灰岩(pt)と比較的軽石の少ない軽石凝灰岩(小)(tfp)～凝灰岩(tf)の岩質境界あるいは凝灰岩中(tf)内で生じる傾向がある。

アーチ切上げ時の鏡面には、先進導坑坑壁の周囲に先進導坑掘削に伴い発生した亀裂が観察された。アーチ切上げ時の鏡面観察は1 m 間隔で実施しており、その観察結果の一例は図-4.1.1 の③および④に示すとおりである。坑壁からの離間距離はおよそ 50 cm 以内に分布し、亀裂の長さは、横断方向、坑軸方向ともに 2 m 以下のものが多く、最大でも 3 m 程度である。確認された亀裂の約 8 割が坑壁に対して 10 度以内の低角度で、最大でも坑壁に対して 30 度であり、亀裂は先進導坑坑壁に対してほぼ平行な方向で発生しているのが特徴である。

アーチ切上げ時に発生した剥落の状況は図-4.1.2 に示すとおりであり、アーチ切上げ時に生じた剥落は 38 箇所認められた。剥落の形状は先進導坑掘削時に生じた剥落と同様に、坑軸方向に短い楕円状に薄く剥がれている場合が多い。剥落の発生位置は天端付近で発生しているものが多かったが、一部で側部においても発生した。図-4.1.2 の①に示す剥落は、凝灰岩(tf)と軽石凝灰岩(pt)との岩質境界で発生したものであり、天端には軽石凝灰岩(pt)が観察される。図-4.1.2 の②に示す剥落は、地質観察時に凝灰岩(tf)内で剥落したものであり、剥落したブロックの剥落面も凝灰岩である。図-4.1.2 の③に示す剥落は、比較的軽石の少ない軽石凝灰岩(小)(tfp)と凝灰岩(tf)の境界で剥落し、天端には凝灰岩(tf)が観察される。図-4.1.2 の④に示す剥落は、軽石凝灰岩(pt)と凝灰岩(tf)の境界をきっかけとして凝灰岩内(tf)内で剥落した例である。

図-4.1.3 に先進導坑掘削時およびアーチ切上げ時に生じた剥落について、岩種別にその発生頻度を示した。剥落の発生は、先進導坑掘削時およびアーチ切上げ時ともに、軽石凝灰岩(pt)と比較的軽石の少ない軽石凝灰岩(小)(tfp)～凝灰岩(tf)の岩質境界あるいは凝灰岩(tf)内で生じる傾向がある。

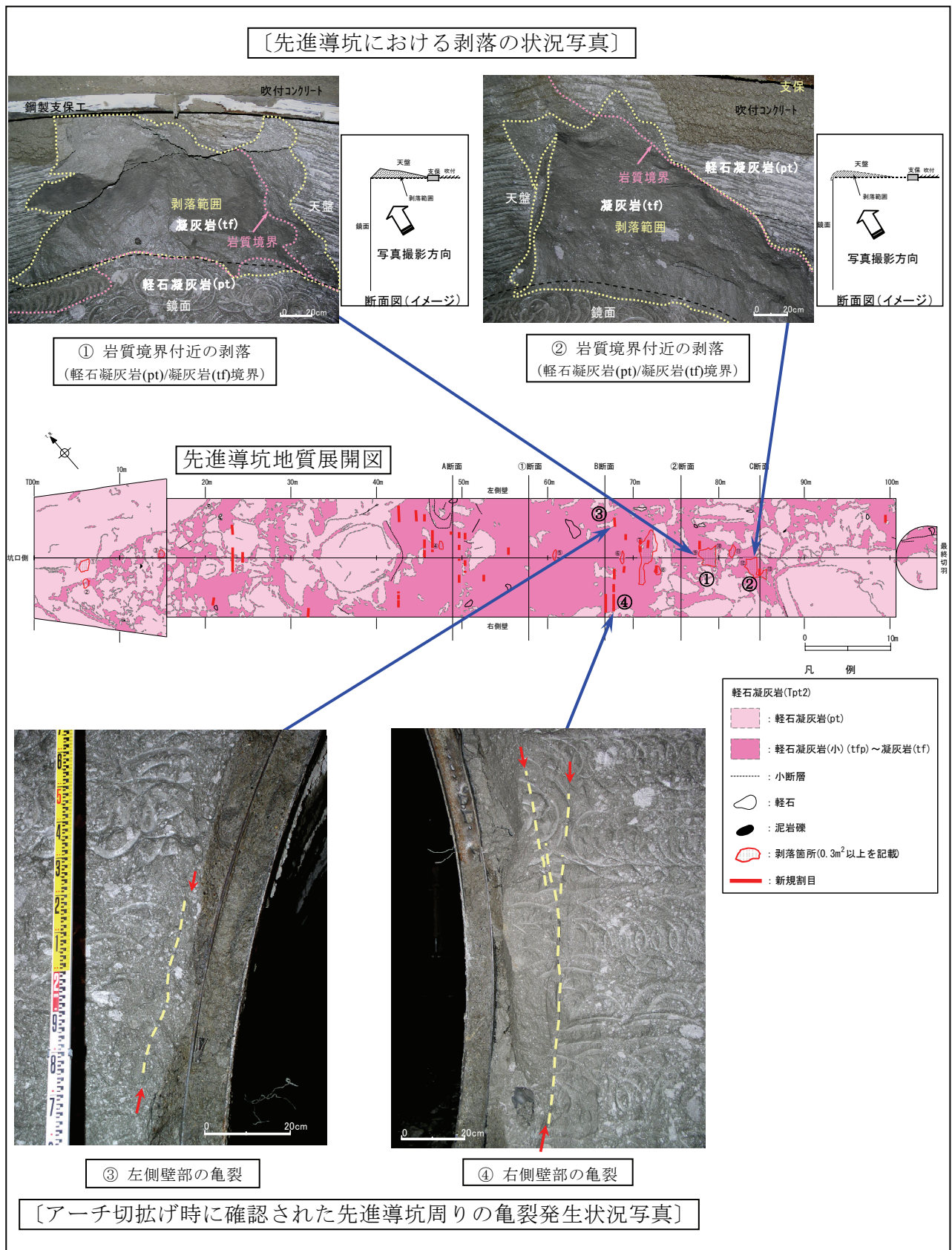


図-4.1.1 先進導坑における剥落および亀裂の発生状況

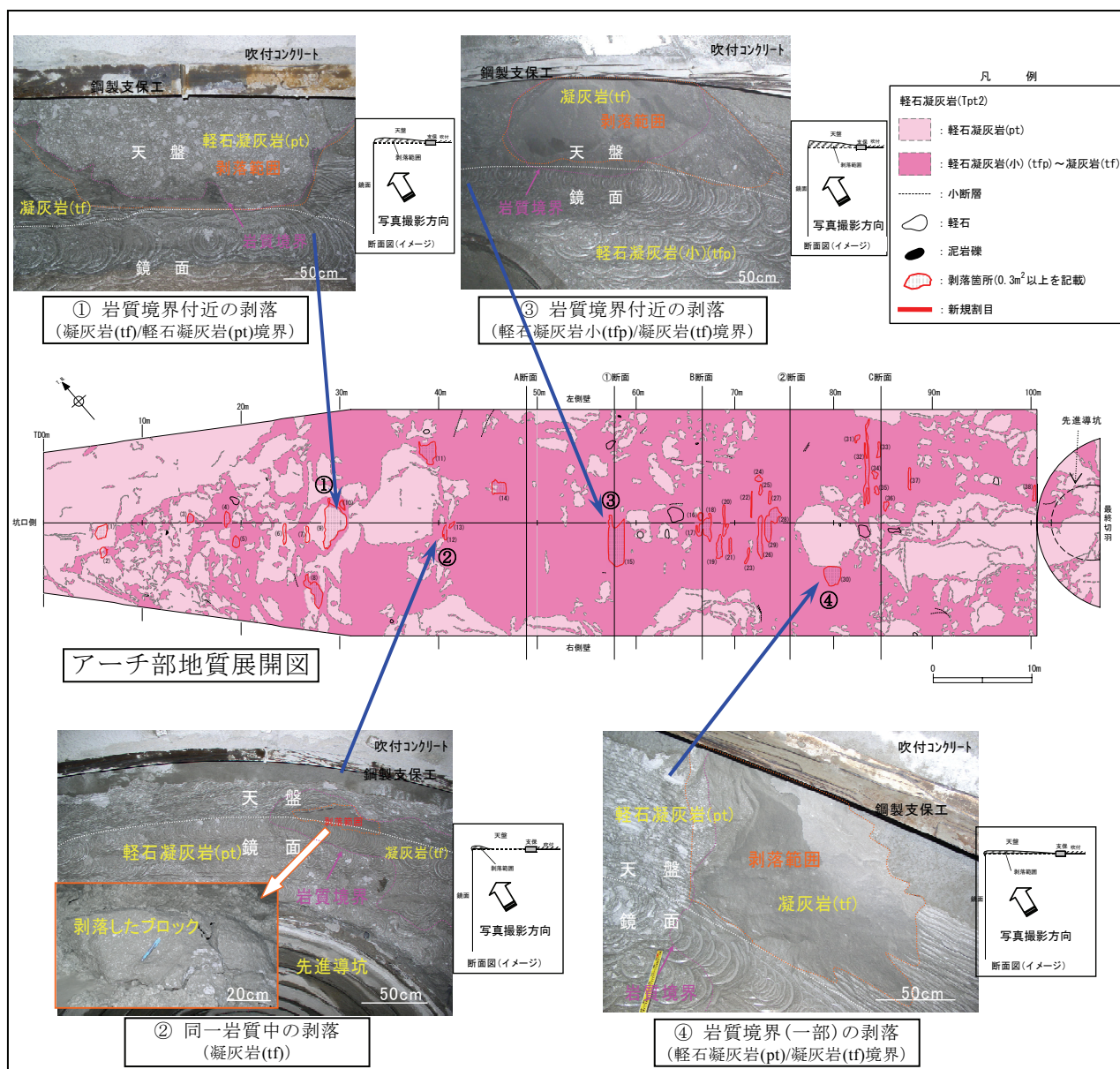


図-4.1.2 アーチ切掘り時の剥落の状況

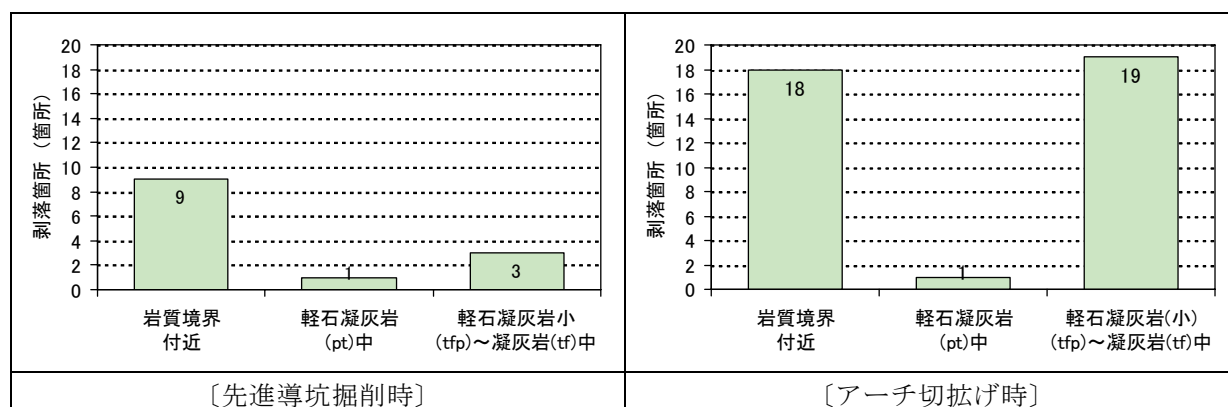


図-4.1.3 岩種別の剥落の発生頻度

4.1.2 各ベンチ掘削時における亀裂発生状況

ベンチ中央部の掘削後にベンチ側壁ブロック鏡面において、図-4.1.4 に示すような亀裂が発生した。この亀裂性状の特徴は、下記のとおり2つに分類される。

- ① ベンチ側壁上部に認められる傾斜角のゆるい亀裂。これらの亀裂は1段上のベンチ底盤から概ね0.5～1.0 m程度の範囲に分布する。これらの亀裂は掘削に伴う底盤のゆるみ域に発生したものと推定され、大局的には左右の根足部を起点として底盤に平行～緩い円弧状を描くように分布している。
- ② ベンチ側壁部の法尻から1段上のベンチ根足部に向かって伸びており、中央部法面に対して流れ目を呈する亀裂。一部には亀裂が雁行し、せん断亀裂を示す構造が認められる。

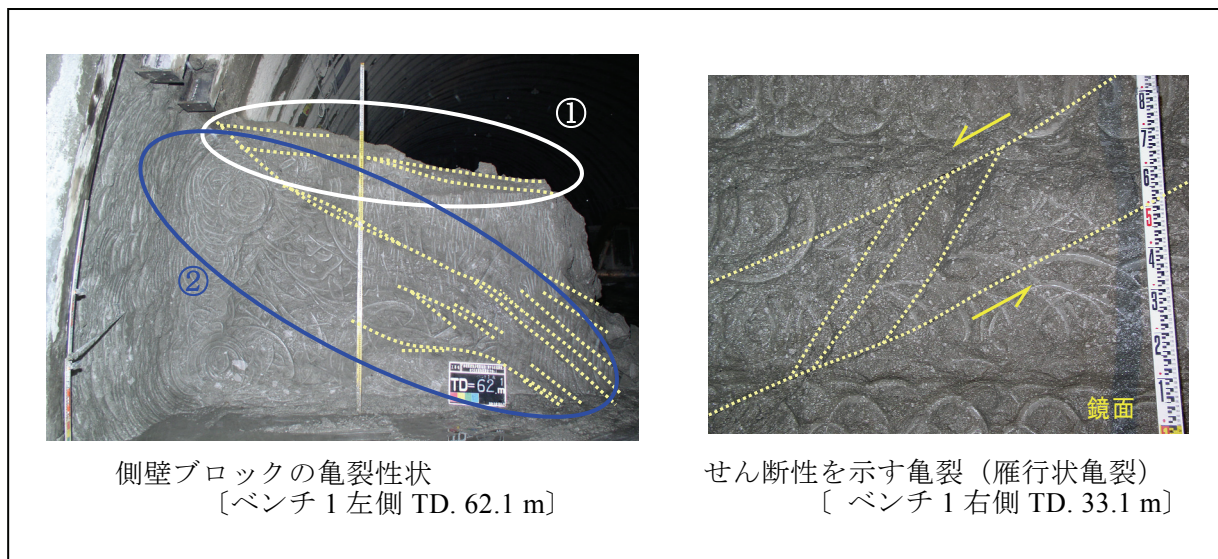


図-4.1.4 ベンチ左右側壁部に認められる亀裂性状

上記の亀裂は、ベンチ中央部を掘削した際に発生したもので、図-4.1.5 に示すとおり、各ベンチ中央部の掘削後に側壁ブロックの全ての切羽面で観察された。また、これらの亀裂は側壁ブロック土平で空洞軸方向に亀裂が連続していた。

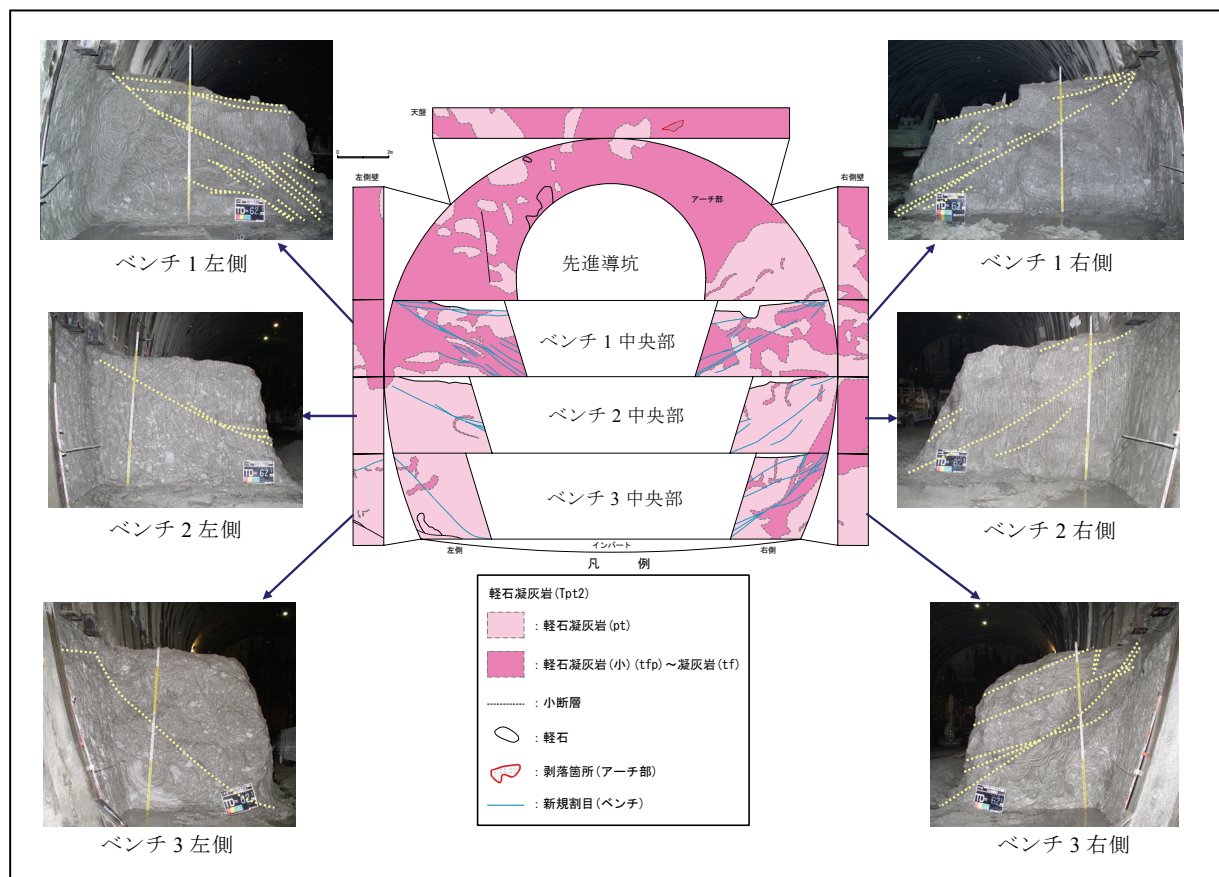


図-4.1.5 各ベンチ左右側壁部における亀裂の発生状況〔TD. 62.1 m 断面の例〕

4.1.3 空洞掘削による空洞周辺岩盤の亀裂

図-4.1.6 に示す試験空洞の計測断面 A, B, C のアーチ部、側壁部ならびにインバート部において、BTV による亀裂観察、地質観察を行った。亀裂観察用のボアホールは、アーチ部がアーチ切掘り完了後に、側壁部がベンチ 1 掘削完了後に削孔し、ベンチ掘削の過程で亀裂の増加および深部への進展の有無を BTV により追跡調査した。なお、インバート部については、全断面掘削完了後に力学調査および地下水調査で削孔したボアホールを BTV により観察した。図-4.1.6 にはボアホールの位置および亀裂観察により確認された全ての亀裂結果を投影して示した。なお、BTV の公称分解能は 0.5 mm である。確認された亀裂は 50 条、開口幅は最大 2.5 mm で、ほとんどの亀裂は亀裂の両側の面での相対変位（ズレ）が認められない引張性のものである。亀裂の坑壁面からの距離は、アーチ部で最大 1.0 m の深度、側壁部で 0.4 m の深度、インバート部で 2.0 m の深度である。これらの亀裂については、空洞のベンチ掘削の過程で亀裂の増加、深部への進展の追跡調査を実施したが、掘削の過程で亀裂の増加、深部への進展ならびに開口幅の増加は認められなかった。

先進導坑掘削時、アーチ切上げ時に生じた剥落は楕円状に薄く剥がれているものが多かったこと、アーチ切上げ時に先進導坑の坑壁周りで確認された亀裂は坑壁面との成す角度がほぼ平行であったことから、BTV および地質観察で確認された亀裂を坑壁からの距離および亀裂と坑壁面との成す角度で整理した。その結果は 図-4.1.7 に示すとおりである。一部にせん断破壊と推定される坑壁面に対して 60 度程度の亀裂が認められるが、ほとんどの亀裂は坑壁面との成す角度が 30 度以下と低角度であり、空洞壁面に対してほぼ平行方向に発生していることが注目される。

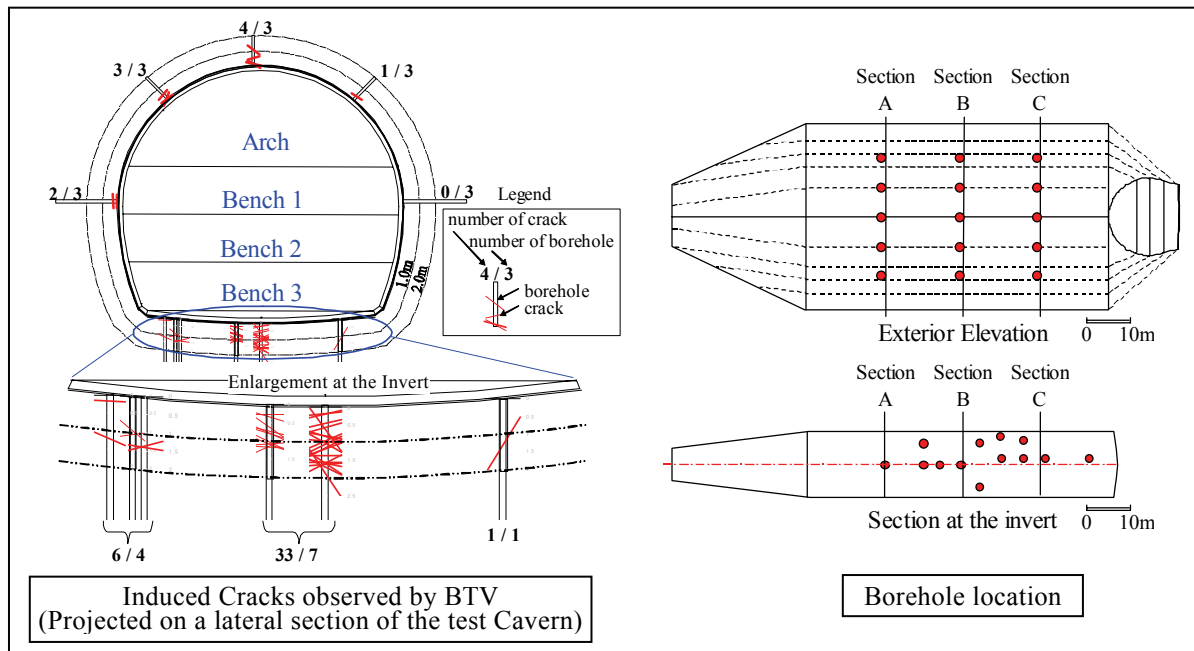


図-4.1.6 試験空洞周辺岩盤の亀裂発生状況

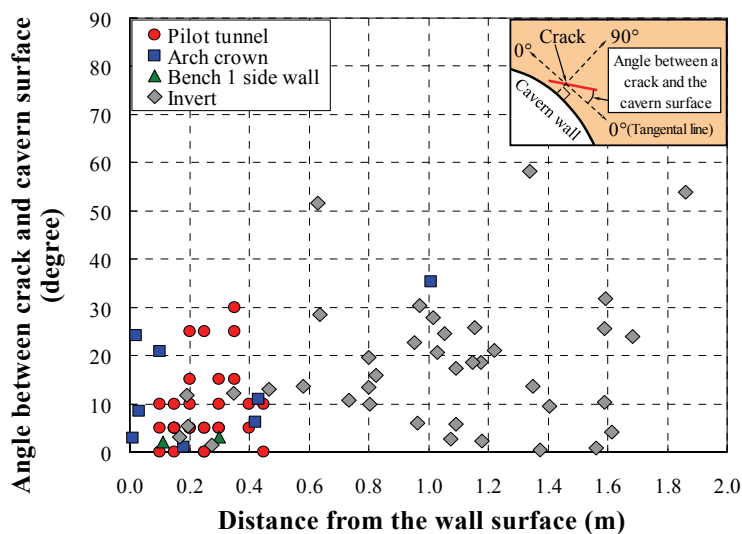


図-4.1.7 亀裂と空洞壁面の成す角度と空洞壁面からの距離³⁾

4.2. 応力経路を模擬した要素試験

4.2.1 空洞掘削時の誘発応力

前節までに示した剥落および亀裂の発生状況から、空洞壁面に対して低角度亀裂および剥落は、掘削解放に伴う誘発応力の変化，すなわち，応力集中および拘束圧の減少など，一軸化傾向によるものと推定される．そこで，初期応力状態から掘削過程で変化する応力経路について，二次元弾性 FEM 解析でシミュレートし，アーチ天端部（壁面から 10 cm，100 cm）の岩盤の応力変化を確認した．解析条件は表-4.2.1 に示すとおりである．

表-4.2.1 解析条件

岩盤物性			支保工物性		導坑	試験空洞
単位体積重量	kN/m ³	18	吹付コンクリート			
弾性係数	MPa	2,000	吹付厚さ	mm	100	300
ポアソン比	—	0.47	弾性係数	若材令 MPa	18,200	
初期地圧	σ_y	MPa		硬化時 MPa	—	24,200
	σ_z	MPa	鋼製支保工			
	τ_{yz}	MPa	使用鋼材	H-125 H-250		
掘削解放率	アーチ掘削時 %	50	建込み間隔	ctc 1,200	ctc 1,000	
	ベンチ掘削時 %	70	弾性係数	MPa	200,000	

これらの解析条件は，第2章2.6節で示した試験空洞掘削時の計測データをもとに同定した結果を用いており，岩盤の弾性係数は試験空洞掘削時の岩盤変位の計測結果に基づき，直接定式化法により同定⁴⁾した等価弾性係数である．また，掘削解放率は掘削時の岩盤変位計測結果の先行変位率を地圧の掘削解放率と定義し，掘削ベンチごとの切羽距離と変位発生率の関係を三次元弾性解析による変位発生率と比較して設定⁴⁾した．支保工のモデル化については，吹付コンクリートは曲げモーメントを負担せず，軸力のみを負担する薄肉部材としてトラス要素を，鋼製支保工は曲げモーメント，軸力を負担する部材としてビーム要素とした．これらの要素は解析ステップの支保イベントごとに壁面に結合されるが，岩盤と支保工を剛結させたままとすると，支保工応力が実際には生じない過大な引張応力となる場合がある⁵⁾．そこで，岩盤要素（ソリッド要素）と支保工要素の間に半径方向と接線方向の結合を独立して設定可能な境界要素を設けた．アーチ部を例にした境界要素の取扱いは図-4.2.1 に示すとおりであり，境界要素の空洞半径方向は常に剛結とする．そして空洞接線方向はアーチ部掘削時には剛結とし，ベンチ1掘削時にアーチ部要素の接線方向を切断し，ベンチ2掘削時には再度接線方向を剛結に戻すこととした．また，吹付コンクリートの弾性係数は，吹付コンクリートの品質管理結果から，若材令弾性係数は24時間強度に基づく弾性係数とし，硬化時弾性係数は28日後の弾性係数とした．解析では当該ベンチ掘削時には若材令弾性係数を，そして次ベンチ掘削時にその当該ベンチの弾性

係数を硬化時のものを適用した．これらの解析条件および支保工のモデル化は，試験空洞掘削時の変形および支保工応力を合理的に説明できることを確認している⁴⁾．

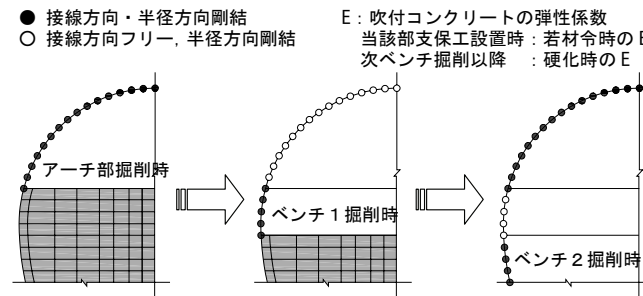


図-4.2.1 境界要素の取扱い

二次元弾性 FEM 解析によるアーチ天端部（壁面から 10 cm, 100 cm）の応力径路は図-4.2.2 に示すとおりであり，図中プロットは同図に示した番号に対応する加背割位置での掘削時の応力値である．先進導坑掘削時(図中①)およびアーチ切詰め時(図中②)には，掘削解放に伴い，最大主応力(σ_1)は増加し，最小主応力(σ_3)は減少する．すなわち，試験空洞掘削時の空洞壁面近傍の岩盤は，掘削解放により壁面に対して接線方向(ほぼ最大主応力に相当)の载荷(応力集中)および法線方向(ほぼ最小主応力に相当)の除荷(拘束圧の低下)により一軸応力状態に移行することになる．したがって，空洞周辺の岩盤は低拘束圧状態での岩盤破壊メカニズムに支配されることが考えられる．そこで，剥落および低角度亀裂の発生メカニズムを検証する目的で空洞掘削時の応力径路を模擬した要素試験を実施することとした．そして，その結果をもとに破壊規準の検討を行うとともに，二次元 FEM 解析結果にその破壊規準を適用し，計測された亀裂発生状況を検証することとした．

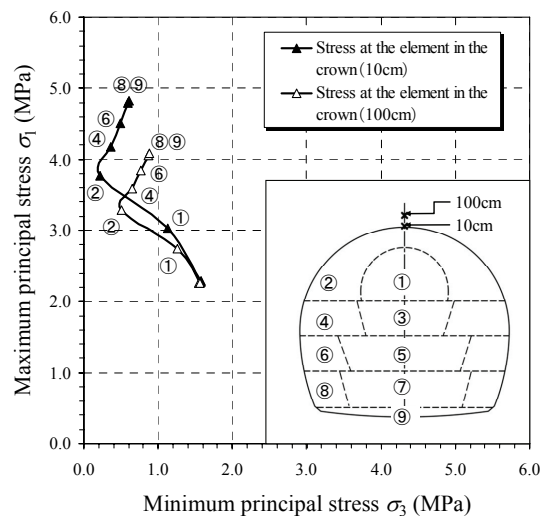


図-4.2.2 数値解析によるアーチ天端部の応力径路³⁾

4.2.2 応力径路を模擬した要素試験

応力径路を模擬した要素試験は、空洞掘削時に生じた剥落および低角度亀裂の破壊現象メカニズムを検証すること、および破壊規準を設定する目的で、応力径路模擬試験（三軸圧縮試験）、一軸圧縮試験ならびに圧裂引張試験を実施した。試験は土木学会「軟岩の調査・試験の指針(案)」に基づき、一軸圧縮試験は「指針(案) 3.3.1 軟岩の一軸圧縮試験」に準拠して、高さ 10 cm、直径 5 cm の 3 個の円柱供試体を用いて、ひずみ速度 0.1%/min のひずみ制御で実施した。圧裂引張試験は「指針(案) 3.3.2 軟岩の引張強度試験」に準拠して、高さ 5cm、直径 5cm の 3 個の円柱供試体を用いて、変位速度 0.1 mm/min の変位制御で実施した。応力径路模擬試験は、高さ 10cm、直径 5cm の円柱供試体を用いた三軸圧縮試験であり、载荷・除荷パターン、排水条件の試験仕様は以下に示すとおりである。

(1) 応力径路模擬試験の試験仕様

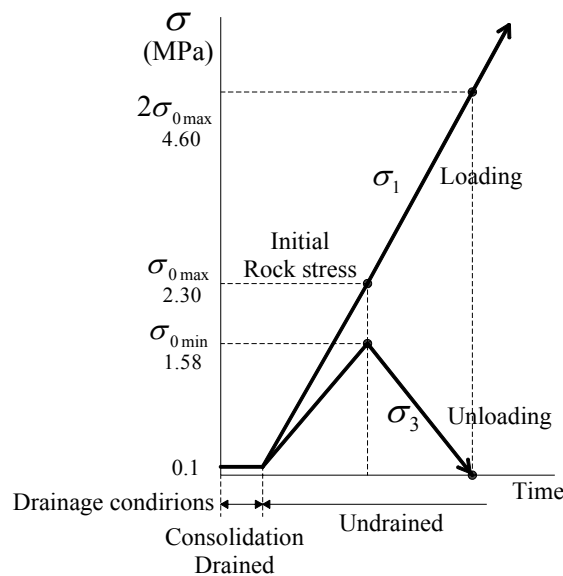
(a) 载荷・除荷パターン

二次元弾性 FEM 解析によるアーチ天端部の空洞掘削時の応力径路(図-4.2.2)では、アーチ掘削時の掘削解放により壁面深度 10 cm の最大主応力は増加(2.3 MPa からほぼ 2 倍に増加)、最小主応力はほぼゼロ近くまで減少しており、その増加・減少はほぼ 1 : 1 の割合で変化している。したがって、試験の载荷・除荷パターン(図-4.2.3)については、初期圧密を 0.1 MPa で実施した後、供試体の軸圧(σ_1)、側圧(σ_3)を空洞掘削前の初期地圧状態(σ_{0max} , σ_{0min})までそれぞれ増加させる。そして、軸圧(σ_1)は空洞掘削後状態の誘発応力に相当すると判断される $2\sigma_{0max}$ まで増加させ、側圧(σ_3)は軸圧(σ_1)が $2\sigma_{0max}$ になった時点でゼロとなるように制御する。初期地圧条件は第 3 章 3.1 節で述べた埋設ひずみ法⁶⁾による初期地圧測定結果(空洞横断面内)を適用した($\sigma_{0max}=2.30$ MPa, $\sigma_{0min}=1.58$ MPa)⁷⁾。载荷除荷は応力制御とし、その载荷速度は、既往のひずみ制御(ひずみ速度 0.01 %/min)による三軸圧縮 \overline{CU} 試験での破壊までの時間が同等となるような载荷速度 0.072 MPa/min とした。

(b) 排水条件

空洞掘削時の間隙水圧挙動計測結果では、全体として掘削進捗に伴い間隙水圧が漸減する傾向にあるが、間隙水圧計設置位置近傍を掘削した場合に限って、その掘削作業に連動するように一時的に間隙水圧が上昇したり、逆に低下したりする現象が認められており、空洞壁面に近いほどその変動量は大きい。これらの間隙水圧の変動は、三次元弾性水 - 土連成解析で掘削解放により岩盤が圧縮、あるいは膨張された時に、発生した過剰間隙水が直ちに消散されず、結果として間隙水圧の上昇あるいは低下することを確認している⁸⁾。

その結果から、掘削時の排水状態は非排水と排水の遷移状態であると言える（詳細は第6章6.2節を参照）。ただし、間隙水圧の計測は壁面深度2 mより奥の位置で実施していることから、空洞壁面極近傍の間隙水圧の一時的な変動はより大きいことが推定され、掘削した瞬間の岩盤の水理状態は非排水状態に近いものと考えられる。また、本研究で議論する誘発応力に伴う掘削時の破壊現象は短期の現象であることから、応力経路模擬試験における排水条件は非排水とした。なお、確認のため排水での試験も実施した。

図-4.2.3 応力経路と排水条件³⁾

(2) 試験結果

応力経路模擬試験、一軸圧縮試験ならびに圧裂引張試験の結果一覧を表-4.2.2、表-4.2.3に示す。

表-4.2.2 試験結果一覧

試験種類	供試体 No.	湿潤密度 t/m ³	含水比 %	条件	側圧反転時			破壊時				破壊モード
					軸圧 σ ₁ MPa	側圧 σ ₃ MPa	間隙水圧 u MPa	軸圧 σ _{1f} MPa	側圧 σ _{3f} MPa	軸差応力 σ _{1f} - σ _{3f} MPa	間隙水圧 u MPa	
					目標値	2.30	1.58	—	—	—	—	
応力経路 模擬試験	1	1.55	58.3	非排水	2.10	1.50	0.77	3.90	0.23	3.62	-0.02	Splitting
	2	1.57	56.2	非排水	2.40	1.48	1.48	3.48	0.82	2.57	0.53	せん断
	3	1.56	56.7	非排水	2.45	1.47	1.43	4.01	0.55	3.34	0.04	せん断
	4	1.53	61.0	非排水	2.12	1.50	1.22	3.72	0.36	3.36	0.08	Splitting
	5	1.52	55.2	非排水	2.16	1.59	1.51	3.56	0.50	2.98	0.24	せん断
	6	1.52	66.7	排水	2.09	1.60	0.00	3.95	0.19	3.75	0.00	せん断
一軸圧縮 試験	7	1.56	56.6	—	—	—	—	2.49	0.00	2.49	—	Splitting
	8	1.56	57.6	—	—	—	—	2.53	0.00	2.53	—	Splitting
	9	1.57	56.9	—	—	—	—	2.30	0.00	2.30	—	Splitting
圧裂引張 試験	10	1.55	56.4	—	—	—	—	0.00	-0.19	0.19	—	引張
	11	1.54	58.3	—	—	—	—	0.00	-0.19	0.19	—	引張
	12	1.54	58.4	—	—	—	—	0.00	-0.22	0.22	—	引張

表-4.2.3 応力径路模擬試験の除荷時応力

供試体 No.	排水条件	湿潤密度 t/m ³	含水比 %	除荷時			土被り (110m相当) MPa
				平均有効 応力 p' MPa	間隙水圧 u MPa	平均 全応力 MPa	
1	非排水	1.55	58.3	0.93	0.77	1.70	1.71
2	非排水	1.57	56.2	0.32	1.46	1.78	1.73
3	非排水	1.56	56.7	0.37	1.43	1.80	1.72
4	非排水	1.53	61.0	0.48	1.22	1.70	1.68
5	非排水	1.52	55.2	0.28	1.51	1.78	1.67
平均(No.1~5)		1.55	57.5	0.48	1.28	1.75	1.70
6	排水	1.52	66.7	1.71	0.00	1.71	1.67

(a) 破壊モード

応力径路模擬試験と一軸圧縮試験での供試体の破壊状況の一例を図-4.2.4 に示す。図中の No.1 供試体および No.8 供試体は、軸圧とほぼ平行方向に割れる Splitting 破壊（割裂破壊）となっている。この縦方向に割れる Splitting 破壊は、側圧 σ_3 : 0.36 MPa 以下の低拘束圧下で発生しており、一軸圧縮試験でも認められた。一方、供試体 No.2 は、典型的なせん断破壊であり、側圧 σ_3 : 0.55 MPa 以上の高拘束圧下で認められた。これらの破壊モードが意味するところは、低拘束圧下では、軸圧に対して平行に割れる Splitting 破壊で、高拘束圧下ではせん断破壊であると言える。すなわち、空洞の掘削解放により拘束圧（壁面に対して法線方向）が低下した領域では、最大主応力に相当する空洞接線方向に対して平行方向に割れる Splitting 破壊が生じることになり、空洞掘削により確認された板状の剥落および平行方向に生じた低角度亀裂、すなわち Spalling を説明できるものである。

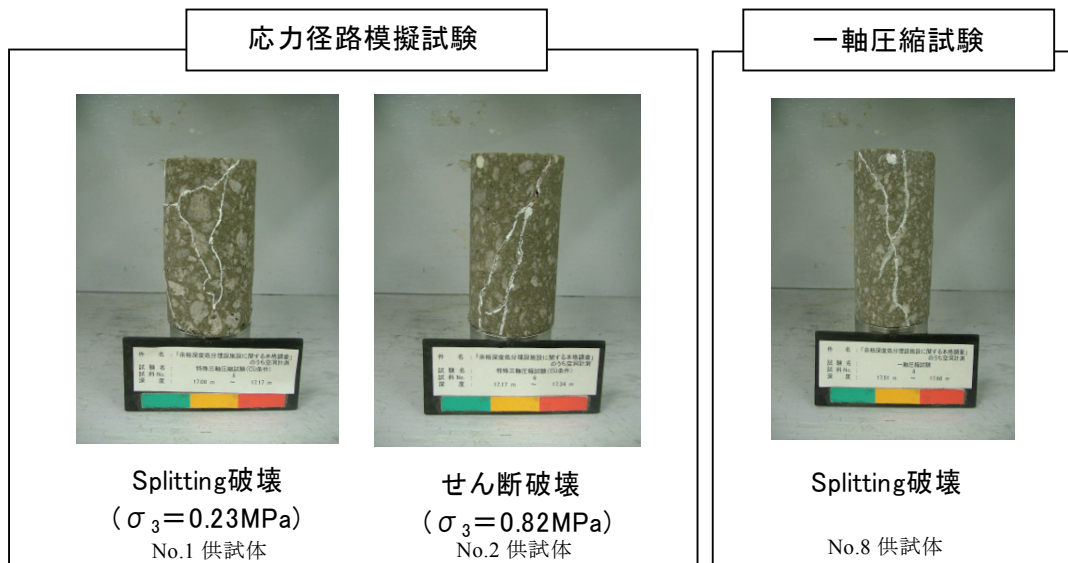


図-4.2.4 供試体の破壊状況の一例³⁾

(b) 排水条件の違いによる結果の考察

応力径路模擬試験における軸圧(側圧) - ひずみ曲線, 軸差応力(間隙水圧) - ひずみ曲線ならびに軸圧(側圧) - 経過時間のグラフを図-4.2.5 に示す. なお, 排水で実施した供試体 No.6 は体積ひずみの変化を併せて示す.

・非排水での結果

- 軸差応力は側圧を除荷した後も上昇している. 一方, 初期地圧状態まで載荷した時の間隙水圧は, 試験空洞フィールドのほぼ地下水位相当であり, 破壊時には消散していることから, 破壊時に間隙水圧が 0 になっている本実験は, 空洞掘削時の挙動を模擬していると考えられる.
- ただし, せん断時には正の過剰間隙水圧は計測されず, 間隙水圧は減少した, すなわちせん断過程で供試体は膨張傾向にある.
- 正の過剰間隙水圧が生じなかった原因として, 試験での応力変化と実岩盤の応力変化が一致していないことが考えられ, せん断過程の制御応力速度を変更することに

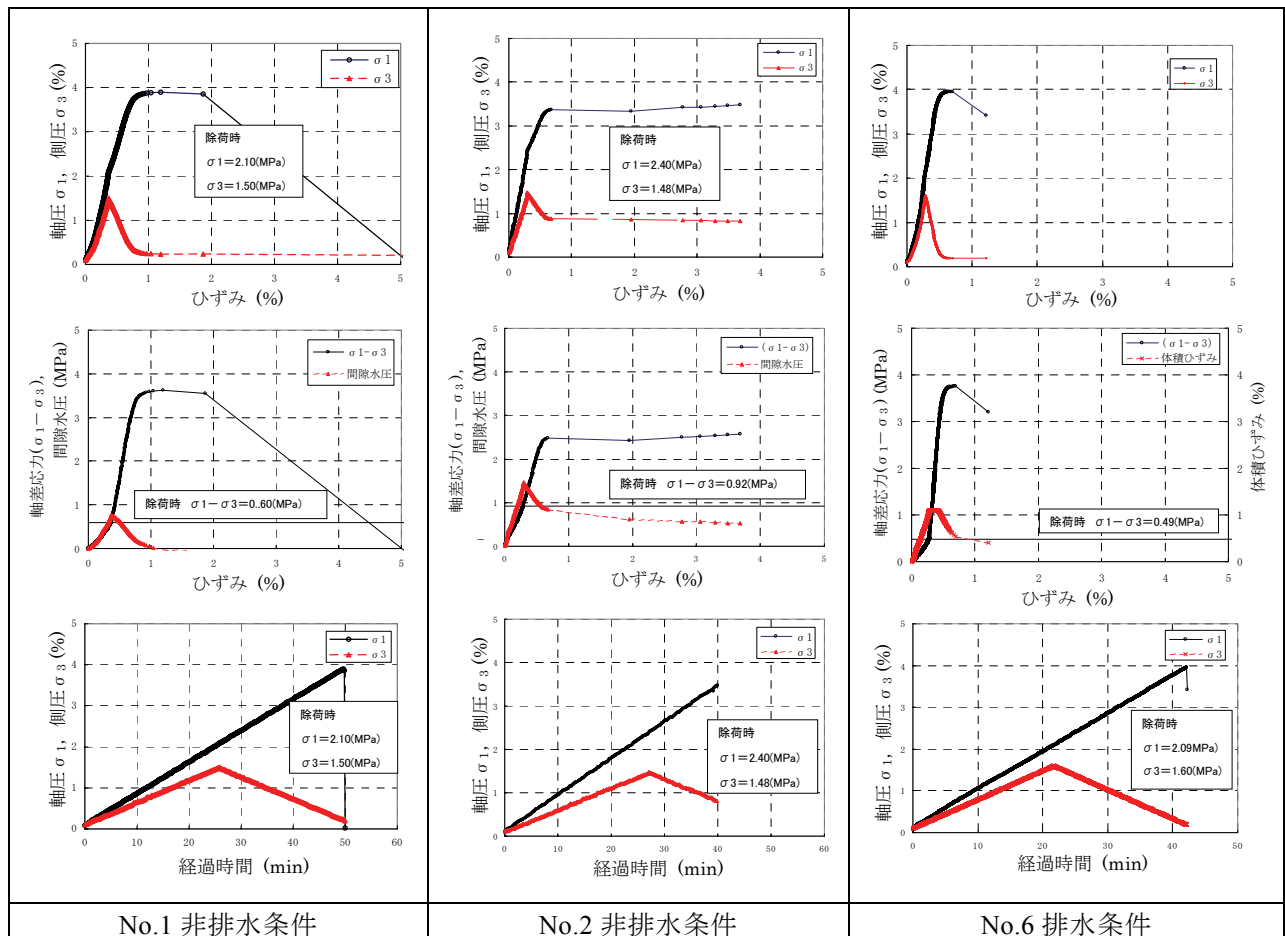


図-4.2.5 応力径路模擬試験結果

より、正の過剰間隙水圧を再現できる可能性がある。

- ・排水での結果

- 排水であるため、全過程で間隙水圧は生じず、体積変化は初期地圧までの圧縮過程では圧縮、せん断過程では膨張傾向を示しており、非排水と同様の傾向である。

(c) 応力径路

軸差応力と平均有効応力の関係（応力径路）を図-4.2.6 に、間隙水圧と平均有効応力の関係を図-4.2.7 に示す。

- ・非排水の供試体 No.1 の応力径路はその他の供試体による試験と応力径路が異なっている。これは間隙水圧の最大値が他に比べて小さいこと（No.1; 0.7 MPa, その他; 1.2 ~ 1.5 MPa）が考えられる。この一因として、供試体の飽和が不十分で载荷中の過剰間隙水圧が蓄積されずに载荷重が有効応力として作用した可能性がある。
- ・排水条件を非排水（No.1~5）にした場合と排水（No.6）にした場合での応力径路は大きく異なり、排水状態では载荷除荷過程で過剰間隙水圧が発生せず有効応力が増加し、排水によって密度増加が生じるため、破壊強度も非排水に比べると高くなっている。

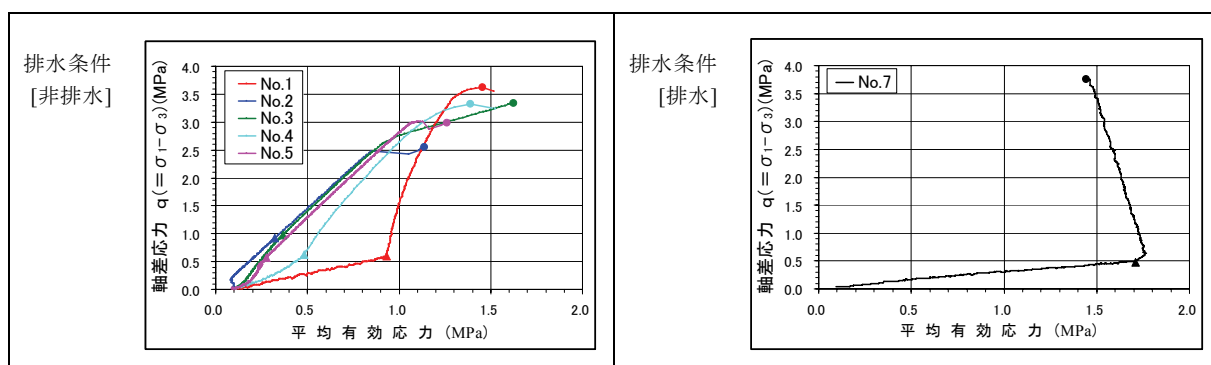


図-4.2.6 軸差応力と平均有効応力の関係（応力径路）

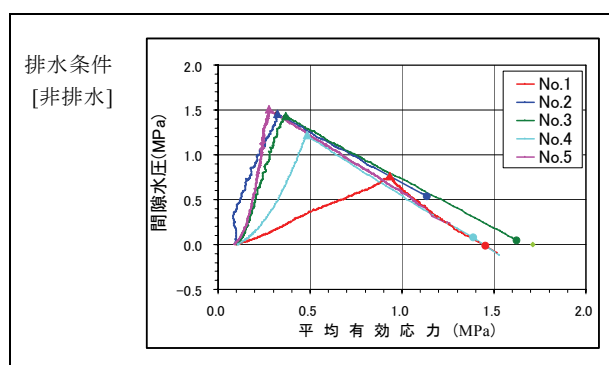


図-4.2.7 間隙水圧と平均有効応力の関係

4.2.3 破壊規準とシミュレーション解析

(1) Hoek-Brown による破壊規準

空洞掘削時の破壊現象を解析的に検証するため、岩石破壊に伴う主応力関係を実験的に導いた Hoek-Brown による破壊規準を下記のとおり設定した。図-4.2.8 には破壊規準を示すとともに、圧裂引張試験、一軸圧縮試験ならびに応力経路模擬試験結果を破壊モード別にプロットしたものを示す。

式(4-1) に Hoek-Brown による破壊規準を示す。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2} \quad (4-1)$$

ここに、 m 、 s : 岩石の性質と最大主応力 σ_1 および 最小主応力 σ_3 を加える前の岩石が受けていた破壊の程度に依存する定数。

σ_c : インタクトな供試体の岩石の一軸圧縮強さ。

当フィールドの軽石凝灰岩は、既存亀裂がほとんど無くインタクトな岩であることから、 $s=1$ として最小二乗法により回帰した結果、 $\sigma_c = 1.8 \text{ MPa}$ 、 $m=9$ となる。

Hoek-Brown の破壊規準は高い拘束圧下において、粘着力成分および内部摩擦成分が同時にピーク強度に寄与するという仮定に基づき、岩石が延性的な挙動を示す場合には十分適用可能である。Martin *et al.*⁹⁾ は低拘束圧下において脆性的な破壊をする場合には、最初にマイクロクラックが発生し、それが蓄積、結合して破壊に至ることから、粘着力成分と内部摩擦成分が同時に寄与することはないとしている。そして Martin and Chandler¹⁰⁾ や Hajiabdolmajid *et al.*¹¹⁾ によって、マイクロクラックが発生すると粘着力成分が損失し、その損失により内部摩擦成分が上昇することを室内実験で裏付けている。そこで、Martin *et al.*⁹⁾ や Kaiser *et al.*¹²⁾ は、AE (Acoustic Emission) が発生し始める境界、すなわちマイクロクラックが発生し始める境界を損傷しきい値 (Damage Threshold) として、 $m=0$ (内部摩擦角が 0 に相当)、 $s=0.11$ (Massive から Moderately fractured rock に対する値) としている。当フィールドにおける Damage Threshold については、坑壁近傍の応力状態は低拘束圧下であることから、内部摩擦成分を考慮しない粘着力成分に支配されるものと考え $m=0$ とし、地質はほぼ均質・無層理で既存亀裂の無いインタクトな岩であることから、 $s=1$ とした。

また、Kaiser *et al.*¹²⁾ は、低拘束圧下において亀裂発生 of 応力レベルを超えた場合に、壁面近傍において最大主応力方向に平行な亀裂が発生し、それらが結合することにより破壊 (Spalling) が生じるとしている。その破壊が生じるときの限界 (Spalling Limit) は σ_1/σ_3 が

一定となる以下の式で一般化できるとしている.

$$\sigma_1 / \sigma_3 = 10 \sim 20 \quad (4-2)$$

当フィールドの試験結果では $\sigma_1 = 3.72$ MPa, $\sigma_3 = 0.36$ MPa で最大主応力方向に対して平行な Splitting 破壊, $\sigma_1 = 4.01$ MPa, $\sigma_3 = 0.55$ MPa でせん断破壊であることから, $\sigma_1 / \sigma_3 = 10$ とした場合に試験結果とほぼ一致する. したがって, $\sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ となる低拘束圧領域では, 応力経路模擬試験で確認された最大主応力方向に対して平行方向に割れる Splitting 破壊が生じることになる. すなわち, 空洞掘削により空洞壁面の拘束圧は低下し空洞接線方向の応力が増大することから, 壁面に平行方向(空洞接線方向)の Splitting 破壊が生じて Spalling が発生すると考えられる.

上記から, 当フィールドにおける破壊規準¹³⁾は図-4.2.8に示すとおり, 低拘束圧域については Damage Threshold および Spalling Limit を適用し, 高拘束圧域については Hoek-Brown を適用する複合的な破壊規準(図中の Proposed Criterion)とした. そして, $\sigma_3 < 0$ の領域で破壊規準を超えた場合には引張破壊, $0 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ の領域で破壊規準を超えた場合には最大主応力に対して平行方向に割れる Splitting 破壊, すなわち Spalling が発生する領域とし, $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$ の領域で破壊規準を超えた場合にはせん断破壊と定義した.

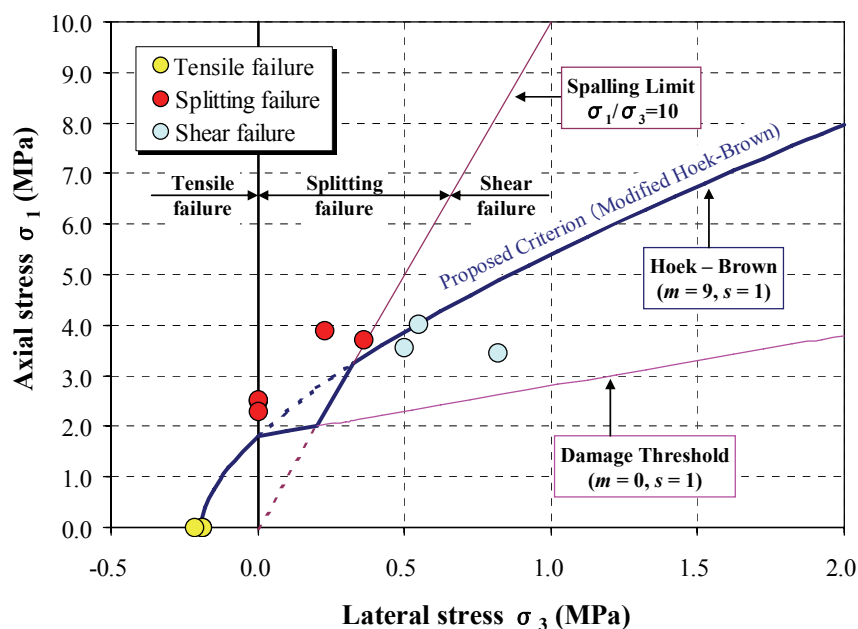


図-4.2.8 試験結果と破壊規準¹³⁾

(2) シミュレーション解析による検証

上記の応力経路を模擬した要素試験により設定した Hoek-Brown 破壊規準の適用性を検証するために、二次元弾性 FEM 解析に上記破壊規準を適用して空洞周辺の破壊領域の算定を実施した。なお、比較検討のために通常の三軸圧縮試験から求めた土被り相当の非排水せん断強さ：1.7 MPa (Tresca の破壊規準) も併せて適用した。

破壊モードは各解析ステップの任意の要素応力が破壊接近度：1.0 を超えた時点で、どの破壊領域（引張破壊領域、Splitting 破壊領域、せん断破壊領域）にあるかで判定した。算定結果は 図-4.2.9 に示すとおりで、それぞれの破壊規準を適用した破壊状況は下記のとおりである。

(a) Hoek-Brown の破壊規準

- ・アーチ部は、アーチ切上げにより壁面から 80 cm 程度まで Splitting 破壊が生じ、ベンチ掘削の過程で深部への進展は認められない。
- ・ベンチ 1 中央部掘削時には、未掘削状態の側壁ブロックに引張破壊および Splitting 破壊が生じている。
- ・インバート掘削完了時には、側壁部で空洞壁面から約 1.0 m の深度まで破壊が認めれ、インバート部で底盤から約 3.0 m の深度まで破壊が認められる。

(b) Tresca の破壊規準

- ・アーチ部は、アーチ切上げにより壁面から 30 cm 程度まで Splitting 破壊が生じ、ベンチ掘削の過程で深部への進展が認められる。掘削完了時点では壁面から 90 cm 程度まで Splitting 破壊とせん断破壊の複合破壊となる。
- ・ベンチ 1 中央部掘削時には、側壁ブロックの法尻に破壊が一部認められるが、ほとんど破壊していない。
- ・インバート掘削完了時には、側壁部で空洞壁面から約 90 cm の深度までせん断破壊が認めれ、インバート部で底盤から約 2.0 m の深度まで破壊が認められる。

試験空洞の掘削時に現地で認められた亀裂は、アーチ部において、アーチ切上げ時に低角度の亀裂が壁面から約 1.0 m の範囲に発生し、ベンチ掘削の過程では亀裂の進展は認められていない。また、ベンチ中央部の掘削では、既に図-4.1.5 に示したような側壁ブロックの破壊が認められている。したがって、掘削時の破壊現象は低拘束圧域の強度低下を考慮した Hoek-Brown の破壊規準により説明できると判断される。

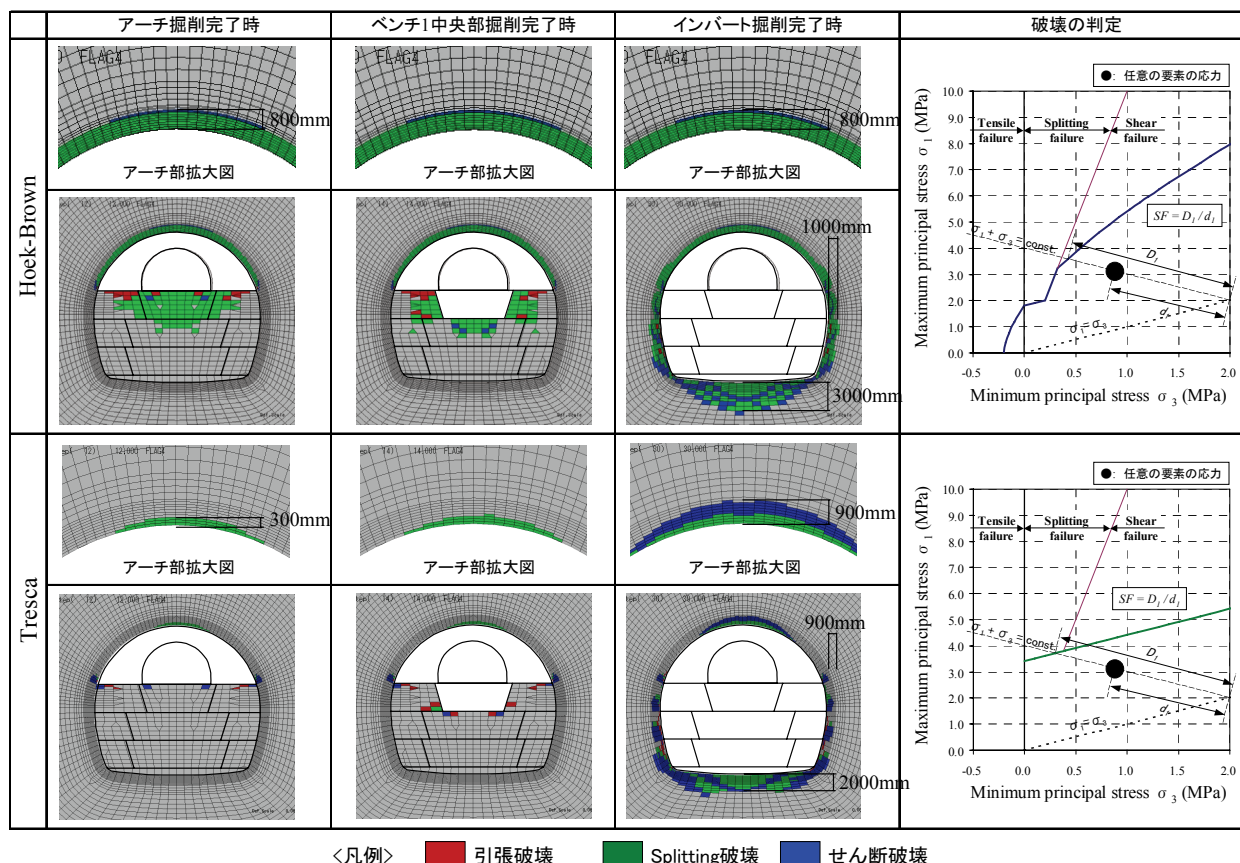


図-4.2.9 破壊規準の違いによる解析結果の比較

図-4.2.10 はアーチ部で破壊が生じた壁面深度 10 cm, 50 cm ならびに 80 cm のアーチ部要素の応力径路と破壊規準を示したものである。この図からアーチ掘削完了時には、掘削解放により壁面極近傍の σ_3 が減少し拘束圧が低下しすることがわかる。そして、低拘束圧域での強度低下を考慮した Proposed Criterion については、アーチ掘削時に壁面深度 10cm, 50 cm では Splitting 破壊で、壁面深度 80 cm ではせん断破壊と認定される。一方、強度低下を考慮していない Tresca の破壊規準については、アーチ掘削時に壁面深度 10cm の要素では Splitting 破壊となるが、50 cm, 80 cm では破壊と判定されず、ベンチ掘削の過程でせん断破壊となる。したがって、空洞壁面近傍の拘束圧は掘削解放により低下することから、低拘束圧域での強度低下を考慮した破壊規準を設定することにより破壊現象を合理的に説明することが出来る。

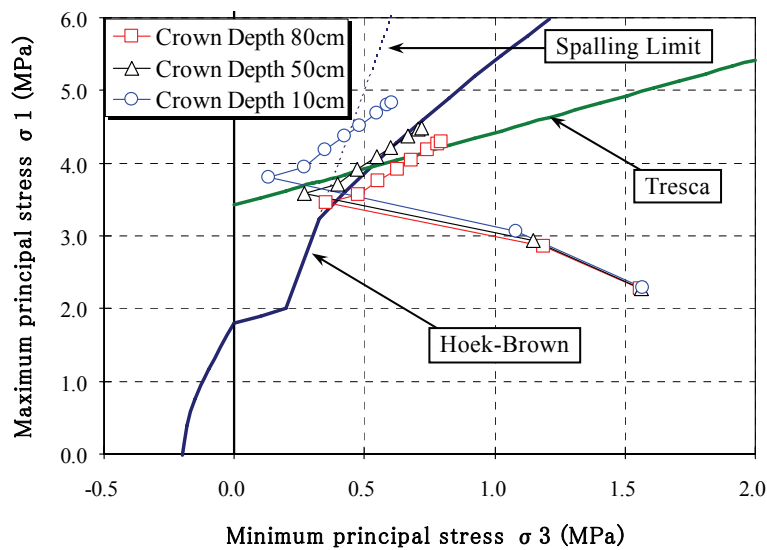


図-4.2.10 破壊規準とアーチ部要素の応力径路¹³⁾

4.3. 空洞掘削後の岩盤内応力（誘発応力）

前節においては、試験空洞掘削により生じた Spalling について、室内試験と数値解析により検討を進めた。本節では試験空洞掘削後の岩盤内の誘発応力を測定した結果および測定時に生じた事象（コアディスキング）に基づき、空洞周辺岩盤の塑性化領域および周辺岩盤の応力場から推定される Spalling 発生要因について考察を加える。

4.3.1 岩盤内応力測定（誘発応力）

(1) 岩盤内応力測定の概要

岩盤内応力（誘発応力）測定は試験空洞中央部である B 断面から坑口側 4 m の位置で、図-4.3.1 に示すアーチ天端（OC01）、左側壁（OC07）、右側壁（OC09）ならびにインバート（OC12）の 4 測線に 4 深度の計 16 点にて実施した。測定深度はアーチ天端および左右側壁が 0.5 m, 1.5 m, 3.5 m, 5.5 m の各深度、インバート部が 1.0 m, 2.0 m, 3.0 m, 6.0 m の各深度とした。座標系は空洞軸方向を X, 空洞横断方向を Y, 空洞鉛直方向を Z とした。測定手法は初期地圧測定で実績のある円錐孔底ひずみ法を適用した。インバート部での測定は下向きボアホールとなり、ボアホールが水没、もしくは掘削ズリが沈積する孔底面にストレインセルを装着することになる。そこで、完全飽和かつ水中においてエポキシ系接着剤の配合を変えた事前試験を室内で実施し、接着剤の時間依存性を把握して原位置試験

に適する接着剤の配合を設定した¹⁴⁾。さらに孔底に沈積する掘削ブリの除去方法については、原位置試験で検討を行うとともに、感度低下の補正を目的とした原位置三軸感度試験装置による感度校正試験を行い、信頼性の高い岩盤内の三次元応力を測定できるようにした（詳細は第3章参照）。

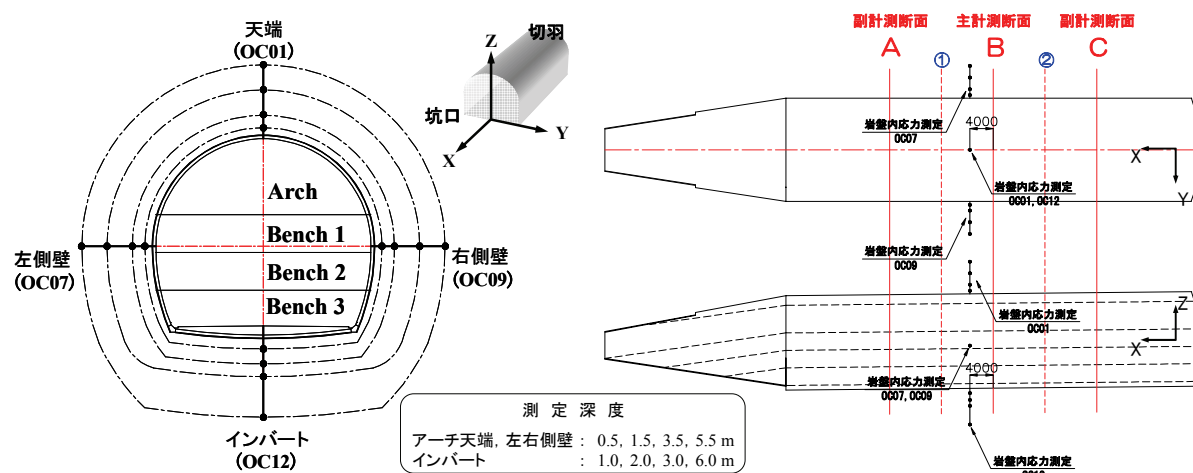


図-4.3.1 岩盤内応力測定位置

(2) 測定箇所の地質状況

岩盤内応力測定時のオーバーコアリングに採取したコアの状況を図-4.3.2 に示す。図中天端 OC01 測定箇所の地質は、軽石の少ない凝灰岩(tf)が優勢である。一方、左側壁 OC07 測定箇所、右側壁 OC09 測定箇所ならびにインバート部 OC12 測定箇所の地質は軽石凝灰岩(pt)が優勢である。また、オーバーコアリング時において、アーチ天端部（OC01）ではボアホール軸と直交方向に円盤状にコアが割れるコアディスクキングが発生した。このコアディスクキングには、コアが割れてしまうものとコアが割れずに回収コアの表面に亀裂が入っているものの2種類が確認された。なお、コアディスクキングについては後述する。

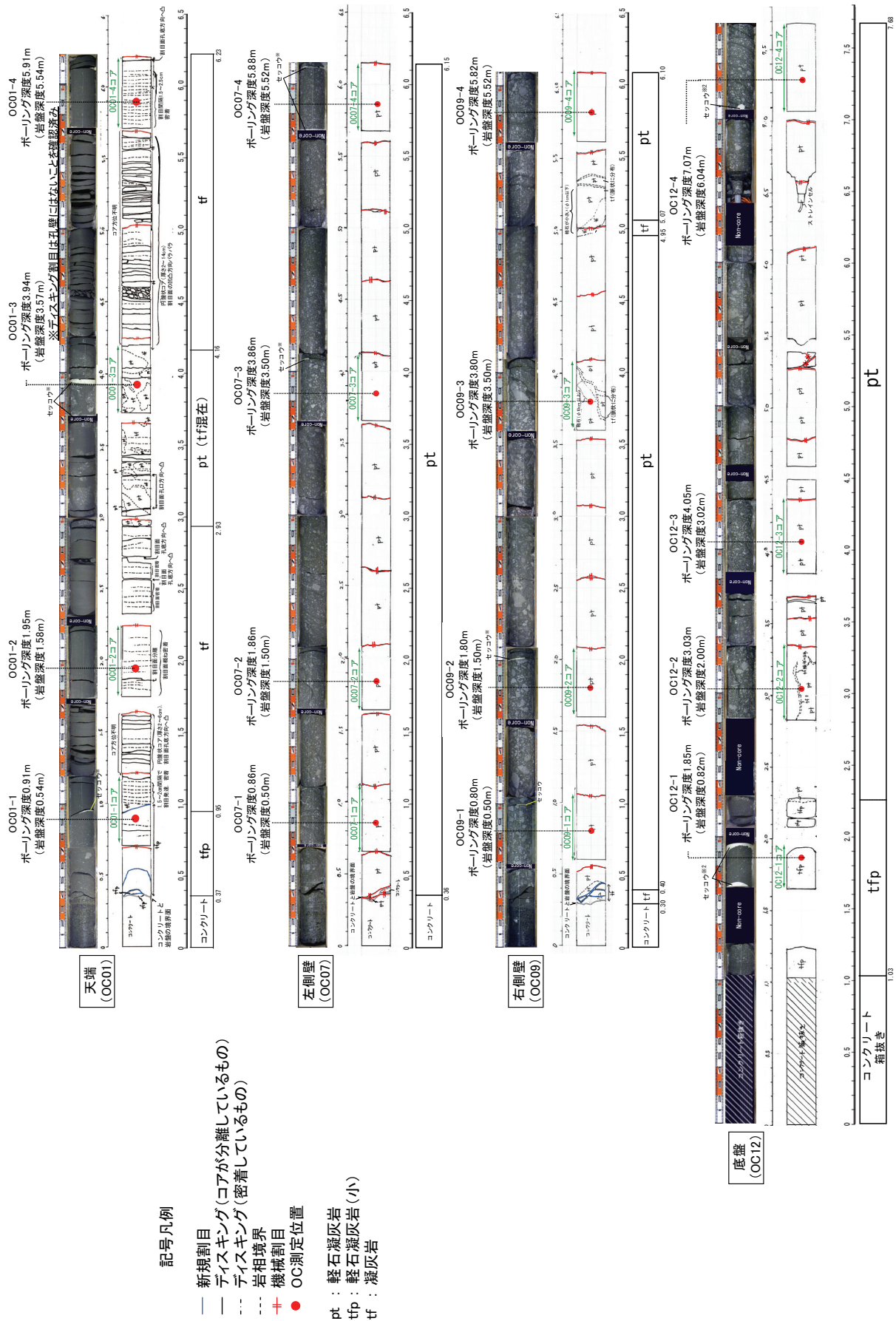


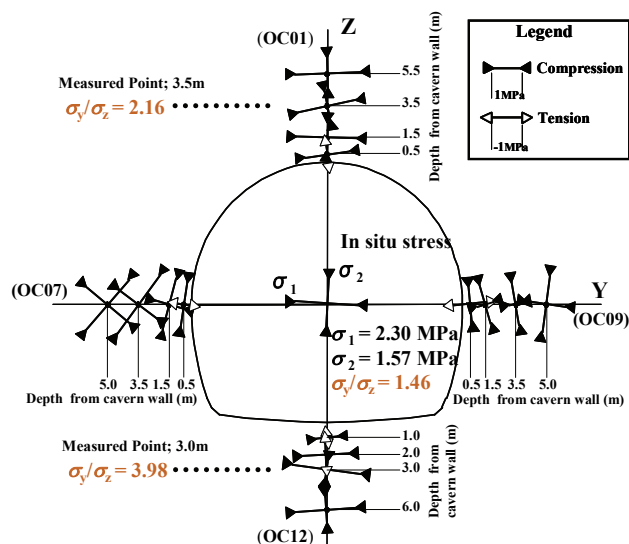
図-4.3.2 測定位置の地質状況

4.3.2 岩盤内応力測定結果

(1) 空洞横断面（YZ 面内）の岩盤内応力

図-4.3.3 に空洞横断面（YZ 面内）の主応力図および図中の空洞内に初期地圧を示す。また、表-4.3.1 に岩盤内応力一覧を示す。試験空洞掘削後にはアーチ天端および左右側壁の深度 0.5 m の測点とインバート部の深度 1.0 m, 2.0 m の測点では最小主応力（ σ_3 ）が引張応力となっている。また、アーチ天端およびインバートにおいては、掘削による応力再配分により初期地圧の側圧比 $\sigma_y/\sigma_z = 1.46$ に対してアーチ天端深度 3.5 m で 2.16, インバート深度 3.0 m で 3.98 となっており応力集中している。一方、左右側壁部においては、初期地圧での最大主応力は水平方向に向いていたが、掘削により主応力が回転し空洞接線方向に向いていることがわかる。

表-4.3.1 岩盤内応力一覧



	深度 (m)	σ_y	σ_z	τ_{yz}	側圧比 σ_y/σ_z	YZ面内主応力		
						σ_1	σ_3	θ
OC01	0.5	1.62	-0.46	0.32	—	1.67	-0.51	8
	1.5	2.18	1.04	-0.04	2.10	2.18	1.04	-2
	3.5	2.12	0.98	0.25	2.16	2.17	0.93	12
	5.5	2.34	1.05	0.04	2.23	2.34	1.05	2
OC07	0.5	-0.36	1.50	0.30	—	1.55	-0.40	81
	1.5	1.21	1.74	0.15	0.70	1.78	1.17	75
	3.5	2.03	2.24	0.31	0.91	2.46	1.80	54
	5.5	2.07	2.12	0.12	0.98	2.22	1.97	50
OC09	0.5	-1.15	1.17	-0.27	—	1.20	-1.18	96
	1.5	0.72	1.25	-0.16	0.58	1.30	0.68	106
	3.5	0.49	1.48	-0.18	0.33	1.51	0.46	100
	5.5	1.45	1.95	0.07	0.74	1.96	1.44	82
OC12	1.0	0.76	-0.10	0.11	—	0.78	-0.11	7
	2.0	1.64	-0.81	0.15	—	1.65	-0.82	3
	3.0	2.43	0.61	-0.25	3.98	2.47	0.58	-8
	6.0	2.17	0.95	0.08	2.28	2.18	0.95	4
初期地圧	—	2.29	1.57	-0.04	1.46	2.3	1.57	-3

図-4.3.3 空洞横断面主応力図 (YZ 面内)¹³⁾

※応力の単位はすべて MPa で、圧縮を正、引張を負
※ θ : y 軸から反時計回りを正とする σ_1 の角度 (°)

(2) 塑性化領域

図-4.3.4 に応力経路模擬試験により導いた Hoek-Brown の破壊規準に岩盤応力測定結果をプロットした結果を示す。アーチ天端および左右側壁部の深度 0.5 m, インバート部の深度 2.0 m の測点では、破壊規準を逸脱しており引張破壊となっている。その他の測点では、Damage Threshold 以下となっており、破壊には至っていないと判定できる。BTV による亀裂観察結果での亀裂発生位置は、アーチ天端部で深度 1.0 m, 側壁部で深度 0.4 m, インバート部で深度 2.0 m であるが、岩盤内応力測定結果から推定される塑性化領域は、

岩盤内応力の測定位置の関係から、アーチ天端部および左右側壁で深度 0.5～1.5 m、インバート部で深度 2.0～3.0 m の範囲内に塑性化領域と健全領域の境界があると言える。この結果はインバート部を対象に実施した空洞掘削前後の変形特性変化に関する計測結果（第5章 5.1 節参照）とも整合しており、妥当な結果であると言える。

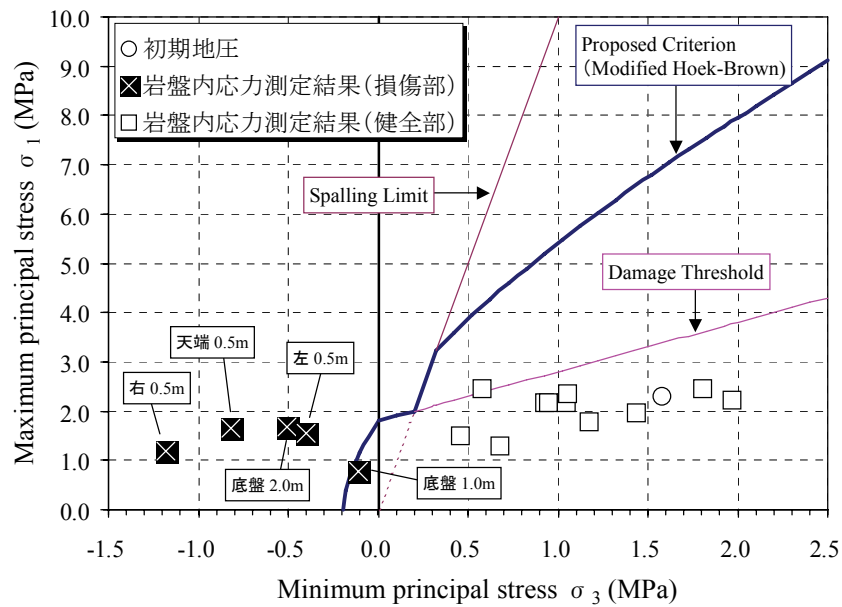


図-4.3.4 破壊規準と応力測定結果¹³⁾

4.3.3 コアディスキングの発生から推定される空洞掘削後の応力場

(1) コアディスキング

アーチ天端部(OC01)のオーバーコアリング時にコアディスキングが発生した。コアディスキングについては、ボアホール（孔）軸方向の応力に対して孔軸直交方向の応力が大きい場合に発生すると言われており、この現象の発生条件を実験的に検討した菅原ら¹⁵⁾および解析的に検討した本郷ら¹⁶⁾により発生判定式が提唱されている。

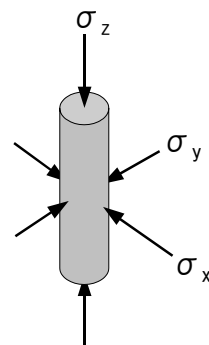
(a) 菅原らによる発生判定式

$$\frac{P_r - P_z}{-4} \leq S_t \quad (4-3)$$

ここで、 S_t :岩の引張強さ

P_r :ボアホール軸に直交する σ_x , σ_y の平均; $(\sigma_x + \sigma_y)/2$

P_z :ボアホール軸方向の応力成分 σ_z

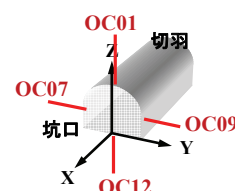


上記の発生判定式に軽石凝灰岩の引張強さ(0.2 Mpa)および応力測定の結果を適用して発生を判別した結果は下表のとおりである。なお、判定計算は圧縮を正、引張を負とした。

表-4.3.2 コアディスキング発生判定表（菅原らの式）

	地圧測定結果			コアディスキング発生判定式				
	σ_x	σ_y	σ_z	P_r	P_z	式(3)左辺 計算結果	S_t	判定
OC01-1	1.16	1.62	-0.46	1.39	-0.46	-0.46	-0.20	○
OC01-2	2.27	2.18	1.04	2.23	1.04	-0.30	-0.20	○
OC01-3	2.57	2.12	0.98	2.35	0.98	-0.34	-0.20	○
OC01-4	2.14	2.34	1.05	2.24	1.05	-0.30	-0.20	○
OC07-1	1.62	-0.36	1.50	1.56	-0.36	-0.48	-0.20	○
OC07-2	2.10	1.21	1.74	1.92	1.21	-0.18	-0.20	
OC07-3	2.64	2.03	2.24	2.44	2.03	-0.10	-0.20	
OC07-4	2.65	2.07	2.12	2.39	2.07	-0.08	-0.20	
OC09-1	1.04	-1.15	1.17	1.11	-1.15	-0.56	-0.20	○
OC09-2	1.29	0.72	1.25	1.27	0.72	-0.14	-0.20	
OC09-3	1.83	0.49	1.48	1.66	0.49	-0.29	-0.20	○
OC09-4	2.22	1.45	1.95	2.09	1.45	-0.16	-0.20	
OC12-1	0.72	0.76	-0.10	0.74	-0.10	-0.21	-0.20	○
OC12-2	1.39	1.64	-0.81	1.52	-0.81	-0.58	-0.20	○
OC12-3	2.10	2.43	0.61	2.27	0.61	-0.41	-0.20	○
OC12-4	2.09	2.17	0.95	2.13	0.95	-0.30	-0.20	○
初期地圧	2.18	2.29	1.57	1.93	2.18	0.06	-0.20	

※ ○はコアディスキング発生
※ 単位は全てMPaで、圧縮を正、引張を負



(b) 本郷らによる発生判定式

$$k S_t \geq 0.302 \sigma_m - 0.340 \sigma_{ax} + 0.091 (\sigma_{ax} - \sigma_3) \quad (4-4)$$

ここで、 k : ディスキング厚さに関する係数でコアが十分に長い場合は 1

S_t : 岩石の引張強さ,

σ_m : 平均応力; $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$,

σ_{ax} : ボーリング軸方向の応力,

σ_3 : 最小主応力

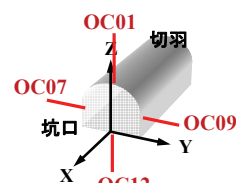
上記の発生判定式に軽石凝灰岩の引張強さ (0.2 Mpa) および応力測定の結果を適用して発生を判別した結果は下表のとおりである. なお, 判定計算は圧縮を正, 引張を負とした.

表-4.3.3 コアディスキング発生判定表 (本郷らの式)

	地圧測定結果						コアディスキング発生判定式				
	σ_x	σ_y	σ_z	σ_1	σ_2	σ_3	σ_{ax}	σ_m	式(4)右辺 計算結果	S_t	判定
OC01-1	1.16	1.62	-0.46	1.87	0.96	-0.51	-0.46	0.77	-0.39	-0.20	○
OC01-2	2.27	2.18	1.04	2.41	2.06	1.03	1.04	1.83	-0.20	-0.20	○
OC01-3	2.57	2.12	0.98	2.60	2.14	0.93	0.98	1.89	-0.24	-0.20	○
OC01-4	2.14	2.34	1.05	2.39	2.09	1.05	1.05	1.84	-0.20	-0.20	○
OC07-1	1.62	-0.36	1.50	1.87	1.31	-0.40	-0.36	0.93	-0.41	-0.20	○
OC07-2	2.10	1.21	1.74	2.17	1.72	1.16	1.21	1.68	-0.10	-0.20	
OC07-3	2.64	2.03	2.24	2.77	2.38	1.76	2.03	2.30	-0.03	-0.20	
OC07-4	2.65	2.07	2.12	2.66	2.22	1.96	2.07	2.28	0.01	-0.20	
OC09-1	1.04	-1.15	1.17	1.20	1.03	-1.18	-1.15	0.35	-0.50	-0.20	○
OC09-2	1.29	0.72	1.25	1.42	1.17	0.68	0.72	1.09	-0.09	-0.20	
OC09-3	1.83	0.49	1.48	2.11	1.23	0.45	0.49	1.26	-0.22	-0.20	○
OC09-4	2.22	1.45	1.95	2.64	1.55	1.43	1.45	1.87	-0.07	-0.20	
OC12-1	0.72	0.76	-0.10	0.94	0.56	-0.11	-0.10	0.46	-0.17	-0.20	
OC12-2	1.39	1.64	-0.81	1.65	1.39	-0.82	-0.81	0.74	-0.50	-0.20	○
OC12-3	2.10	2.43	0.61	2.47	2.10	0.58	0.61	1.72	-0.31	-0.20	○
OC12-4	2.09	2.17	0.95	2.27	2.03	0.92	0.95	1.74	-0.21	-0.20	○
初期地圧	2.18	2.29	1.57	2.34	2.14	1.56	2.18	2.01	0.08	-0.20	

※ ○はコアディスキング発生

※ 単位は全てMPaで, 圧縮が正, 引張が負



菅原らおよび本郷らのコアディスキング発生判定式を適用した結果, アーチ天端およびインバート部は測定点全てにおいて, また, 左右側壁の極近傍において, コアディスキングが発生する応力場となっている. これは空洞掘削前の初期地圧状態が変化し, 孔軸直交方向の応力 (σ_θ に相当) が増大する代わりに孔軸方向の応力 (σ_r に相当) が減少することで相対的な一軸応力状態下になったためと考えられる. しかし, 実際にコアディスキングが発生したのはアーチ天端部に限られていた. そこで, コアディスキングと地質の関係を調べた. 図-4.3.5 にアーチ天端部のコア 1 m 区間内のコアディスキング本数と軽石を含まない凝灰岩(tf)の占める割合を比較した結果を示す. 両者には正の相関が認められる. なお, アーチ天端部以外の左右側壁およびインバート部には, 軽石を含まない凝灰岩(tf)はほとんど認められない (図-4.3.2 参照). したがって, 応力場としてはアーチ天端部以外でもコアディスキングが発生する可能性はあるが, 当フィールドにおけるコアディスキングは軽石を含む地質か否かに依存していると判断される. なお, これは空洞掘削時に認められた剥落が比較的軽石の少ない凝灰岩(tf)で発生していることとも整合している.

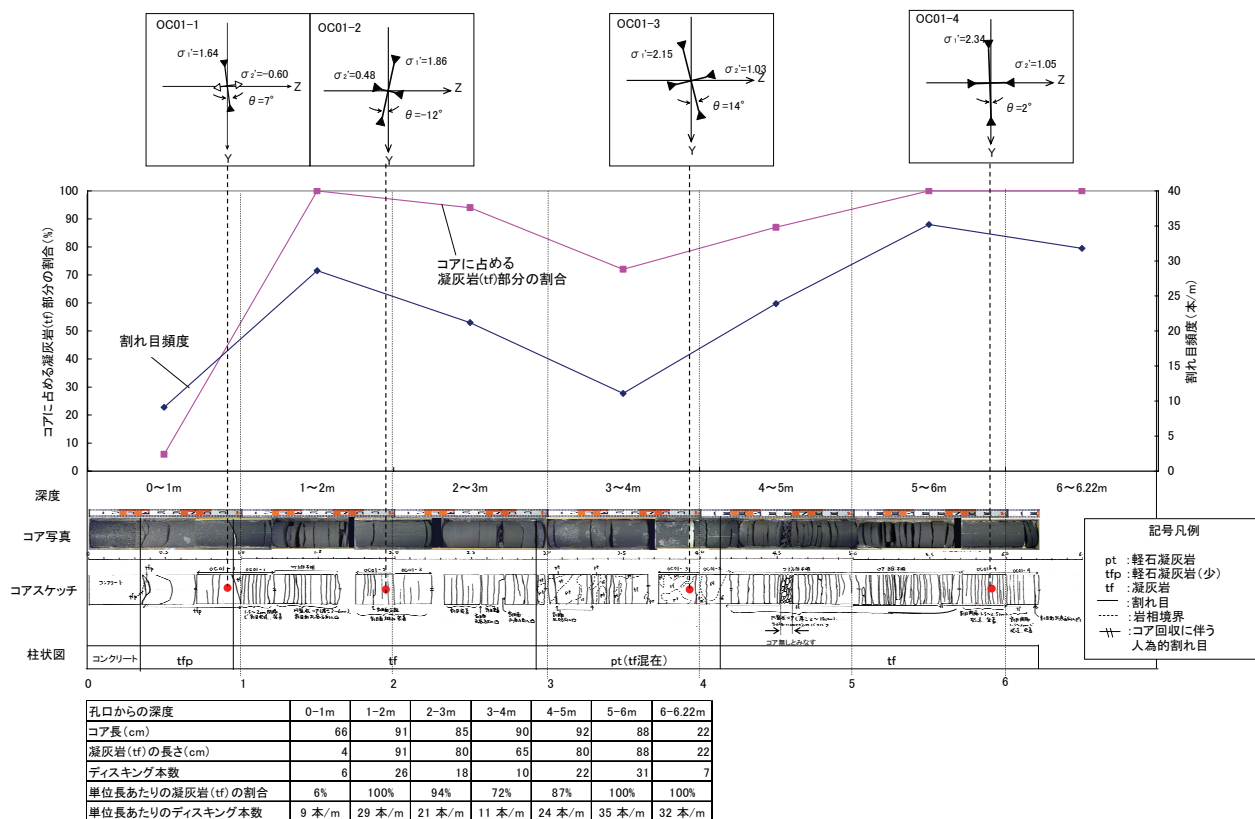


図-4.3.5 アーチ天端(OC01)の地質とコアディスキングの関係

(2) コアディスキング現象から推定される空洞掘削後の応力場

コアディスキング現象から、掘削解放による周辺岩盤の応力場は、掘削前の初期地圧状態が変化し、空洞接線方向応力(σ_θ)は空洞半径方向応力(σ_r)に比べて増大し、一軸応力状態に移行していると言える。そこで、初期地圧状態から掘削後の応力状態の変化を見るために、図-4.3.6 に岩盤内応力測定結果に基づき推定した塑性域および健岩域を示すとともに、空洞横断面(YZ 面)の誘発応力(二次応力)と初期地圧の比率の深度分布を示した。図中の σ_θ 、 σ_r は空洞掘削後の誘発応力を示し、それぞれ空洞接線方向および空洞半径方向の応力成分である。また、 $\sigma_{\theta 0}$ 、 $\sigma_{r 0}$ は初期地圧を示し、それぞれ空洞接線方向および空洞半径方向の応力成分である。上記応力成分の比率が1.0の場合に、誘発応力は初期地圧相当であることを示す。その結果、塑性域では σ_r 、 σ_θ は低下している。一方、健岩域では、応力再配分による σ_θ の応力集中が予想されたが、顕著な σ_θ の増大(応力集中)は認められない。これは掘削解放による空洞周辺岩盤の応力場は、 σ_θ が増大(応力集中)して一軸応力状態を形成しているというよりも σ_r が減少することで一軸応力状態が形成されていると考えられる。

したがって、掘削解放により生じた **Spalling** は、空洞壁面近傍の空洞半径方向応力の低下に伴う一軸化への移行，すなわち拘束圧が低下することにより応力経路模擬試験で認められた **Splitting** 破壊あるいは引張破壊により発生したものと言える．

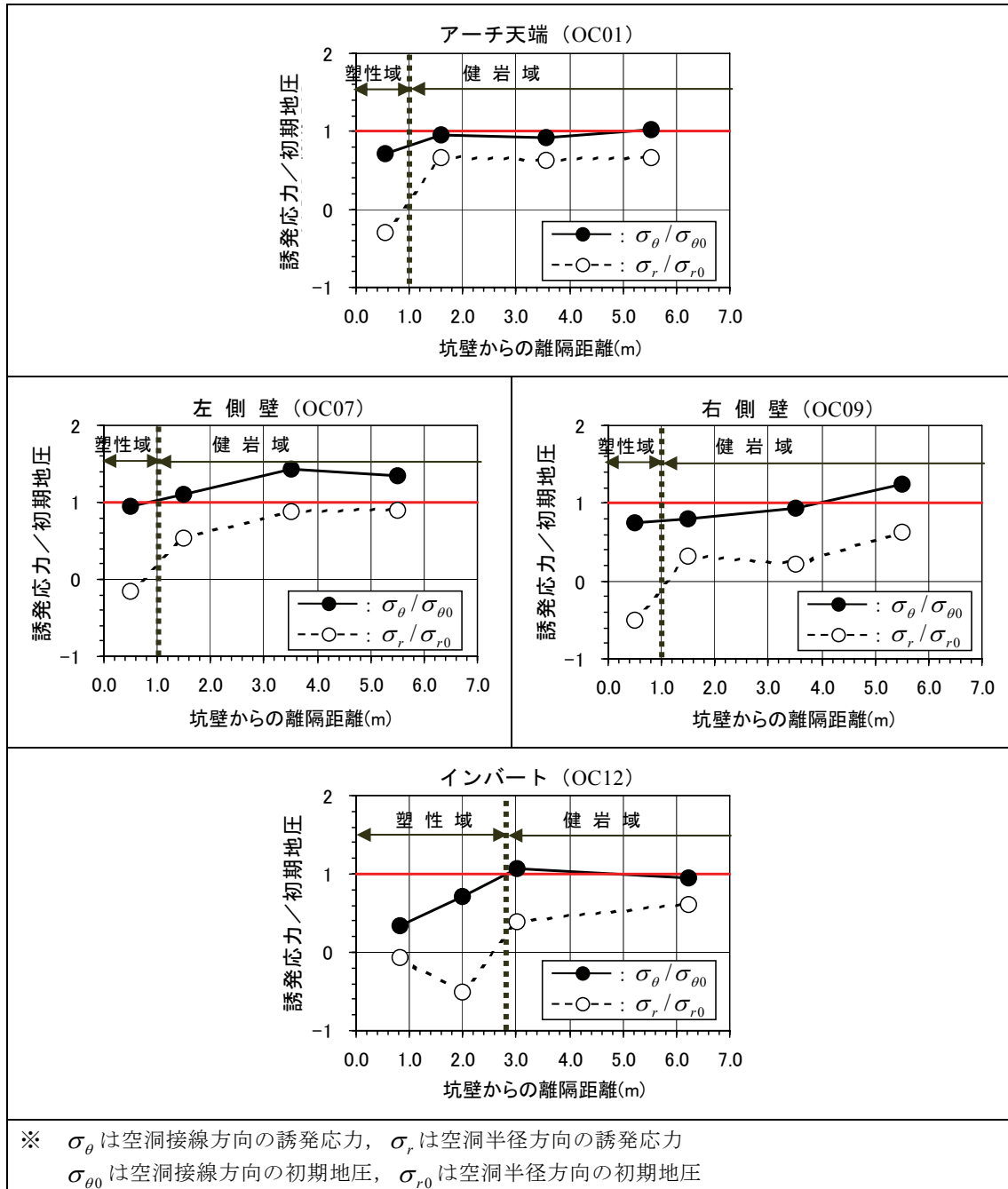


図-4.3.6 誘発応力と初期地圧の比率（空洞横断面）¹³⁾

4.4. まとめ

本章においては、堆積軟岩の空洞掘削時に確認された Spalling について、その破壊要因を掘削時の拘束圧変化、応力集中など、応力再配分（誘発応力）に起因するものと解釈し、その破壊メカニズムを検討した。検討にあたっては、空洞掘削時の応力状態を模擬した要素試験（応力径路模擬試験）を実施し、その試験結果より低拘束圧域での強度低下を考慮した破壊規準について議論した。さらに、実岩盤での空洞掘削後の岩盤内応力測定結果に基づき、要素試験で設定した破壊規準およびオーバーコアリング時に確認されたコアディスキング現象を勘案して破壊現象に関する考察を加えた。

空洞掘削時に確認された特徴的な Spalling は、

- i) アーチ天端で発生した剥落は楕円状に薄く剥がれている。
- ii) 空洞壁面近傍に発生した亀裂は壁面に対して低角度（壁面平行方向）である。

(1) 応力径路模擬試験と破壊規準

これらの壁面平行方向に発生する亀裂の発生メカニズムを検証するために、空洞掘削時の応力状態を模擬した要素試験を実施した結果、その破壊モードは、低拘束圧下では軸圧とほぼ平行方向に Splitting 破壊、高拘束圧下ではせん断破壊となることが確認された。この破壊モードが意味することは、空洞の掘削解放により低下した壁面に対して法線方向の拘束圧が低い領域では、最大主応力に相当する空洞接線方向と平行に割れる Splitting 破壊が生じることとなり、空洞掘削により確認された板状の破壊および壁面平行方向に生じた低角度亀裂を説明できるものである。

応力径路模擬試験結果に基づき設定した破壊規準は、低拘束圧域については Damage Threshold および Spalling Limit を適用し、高拘束圧域については Hoek-Brown を適用する複合的な破壊規準とした。そして、 $\sigma_3 < 0$ の領域で破壊規準を超えた場合には引張破壊、 $0 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ の領域で破壊規準を超えた場合には最大主応力に対して平行方向に割れる Splitting 破壊、すなわち Spalling が発生する領域とし、 $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$ の領域で破壊規準を超えた場合にはせん断破壊と定義した。この破壊規準を用いて、掘削により認められた破壊現象を数値シミュレーションによって検証した結果、掘削時の破壊現象を合理的に説明できることを確認した。

(2) 岩盤内応力測定結果に基づく空洞掘削後の周辺岩盤の応力場

岩盤内応力測定結果を上記破壊規準に適用した結果、空洞周辺の塑性化領域はアーチ天端、左右側壁で深度 0.5～1.0 m、インバート深部で深度 2.0～3.0 m の範囲内に塑性化領域

と健全領域の境界があると言える。これらの結果は空洞掘削前後に実施した変形特性変化など、他の計測結果とも整合している。

空洞掘削後の壁面極近傍の岩盤は、岩盤内応力測定結果より引張応力となっていることが確認された。また、周辺岩盤の応力場は、掘削解放に伴う応力再配分により一軸応力状態に移行している。この一軸応力状態は空洞接線方向応力が集中して形成しているというよりも、空洞半径方向応力が減少することで相対的な一軸応力状態が形成されている。

(3) 破壊メカニズム

上記知見から、空洞掘削時の破壊現象メカニズムについては、掘削解放に伴い周辺岩盤が一軸応力状態へ移行することにより拘束圧（空洞半径方向応力）が低下し、その拘束圧が低い領域では、最大主応力に相当する空洞接線方向と平行に割れる Splitting 破壊あるいは引張破壊で発生したものであると言える。

参考文献

- 1) Hoek, K., Kaiser, P.K. and W. F. Bawden: Support of Underground Excavation in Hard Rock, Rotterdam, A. A. BALKEMA, 2000.
- 2) Hoek, K. and E.T. Brown: Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, 1982.
- 3) Tomita, A., Ohtsuki, H., Toida, M., Kishida, K. and T. Adachi: Estimation of Mechanical Behavior of Soft Rock Under Low Confining Stress, In Proceedings of the Golden Rocks 2006, The 41st U.S. Symposium on Rock Mechanics ARMA/USRMS 06-956, 2006.
- 4) 富田敦紀, 岩見忠輝, 鈴木康正: 余裕深度処分埋施設設本格調査のうち試験空洞の支保設計および挙動, 電力土木, Vol. 325, pp.71-75, 2006.
- 5) 工藤奎吾, 小山俊博, 鈴木康正: 大規模地下空洞支保設計への数値解析の適用について, 土木学会論文集, No.588/IV-38, pp.37-49, 1998.
- 6) Kanagawa, K, Hibino, S. and Ishida. T.: In-situ stress measurements by the over-coring method —development of an 8 elements gauge for 3-deimensional estimation—, CRIEPI REPORT EU88002, 1988.
- 7) 富田敦紀, 高橋一憲, 小川浩二, 横山幸也: 軟岩地盤における円錐孔底ひずみ法の現場適用性に関する一考察, 第34回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.267-272, 2005.

- 8) 富田敦紀,森川誠司, 田部井和人, 白鷺卓, 蛭名孝仁, 岸田 潔, 足立紀尚: 堆積軟岩空洞掘削時の間隙水圧の計測と数値解析的検討, 材料学会誌「材料」, Vol.56, No.9, pp.813-819, 2007.
- 9) Martin, C. D., Kaiser, P. K., and McCreath, D. R.: Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels, Canadian Geotechnical J., Vol. 36, pp.136-151, 1999.
- 10) Martin, C. D. and Chandler, N. A.: The progressive fracture of Lac du Bonnet granite, Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. & Geomech., Vol.31, No.6, pp.643-659, 1994.
- 11) Hajiabdolmajid, V., Martin, C. D. and Kaiser, P. K.: Modelling brittle failure of rock, Proc. of Pacific Rocks 2000, pp.991-998, 2000.
- 12) Kaiser, P. K., Diederichs, M. S., Martin, C. D., Sharp, J. and Steiner, W.: Invited Keynote; Underground Works in Hard Rock Tunneling and Mining. In Keynote lecture at Geo. Eng. 2000, Melbourne, Australia, CD-ROM, 2000.
- 13) 富田敦紀, 蛭名孝仁, 戸井田克, 白鷺卓, 岸田潔, 足立紀尚: 低拘束圧下における堆積軟岩空洞の破壊現象の考察, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1054-1064, 2007.
- 14) 白鷺卓, 戸井田克, 富田敦紀, 坂口清敏: 堆積軟岩における湧水のある下向きボアホールでの円錐孔底ひずみ法の適用, 資源・素材 2006(福岡)講演資料, A2-7, pp.53-54, 2006.
- 15) 菅原勝彦, 亀岡美友, 斎藤敏明, 岡 行俊, 平松良雄: コアディスキング現象に関する研究, 日本鉱業会誌, Vol. 94, No. 1089, pp.797-803, 1978.
- 16) 本郷 公, 松本浩二, 坂口清敏: 一般的地圧下におけるコアディスキングの発生条件, 資源と素材, Vol. 113, pp.155-161, 1997.

第5章 堆積軟岩空洞の変形特性変化

一般に堆積軟岩には変形特性に拘束圧依存性がある。当フィールドの軽石凝灰岩についても室内岩石試験では変形特性に拘束圧によって変形特性に違いが認められている。そこで、試験空洞の掘削前後で空洞周辺岩盤の変形特性の変化および影響などを把握する目的で空洞のインバート部を対象に各種計測実施するとともに、掘削後の周辺岩盤の応力測定結果により掘削後の拘束圧変化を把握した。本章においては、変形特性の変化を拘束圧依存性の観点から整理、評価した結果について述べる。

5.1. インバート部を対象にした変形特性変化の計測

5.1.1 変形特性変化の計測の概要

計測位置は 図-5.1.1 に示すとおりであり、主計測断面 B 周辺のインバート部において、孔間弾性波トモグラフィ、サスペンション PS 検層、スライディングマイクロメータならびに等圧分布式の孔内载荷試験（以下、孔内载荷試験と記載）を実施した。なお、各ボアホールでは BTV による亀裂観察を併せて実施した。

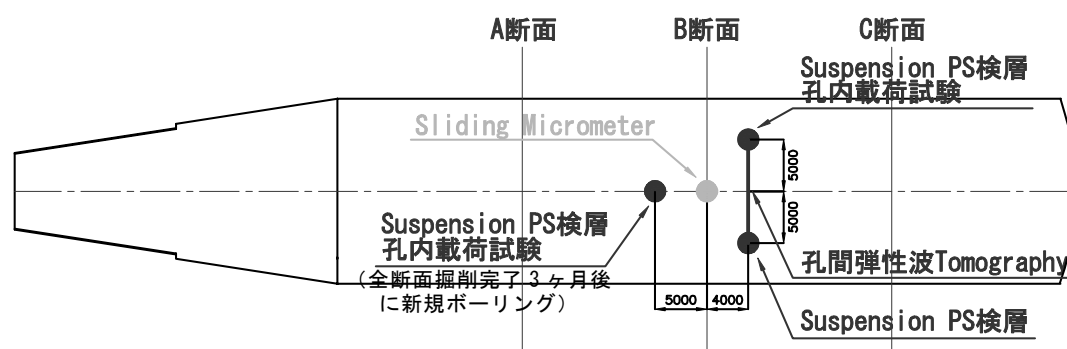


図-5.1.1 計測配置平面図（インバート）

上記計測の実施時期は、図-5.1.2 に示すとおりアーチ掘削後および全断面掘削後の 2 回に分けて実施した。これは、インバート部周辺岩盤の変形特性の掘削による変化を測定するためであり、アーチ掘削後のアーチ掘削下端からインバートまでの鉛直距離は約 9.8 m であることから、アーチ掘削後のインバート部の計測値はアーチ部掘削の影響を受けていないと考え、これを初期値とした。そして全断面掘削後に再度同じボアホールで計測を実施し、その変化を測定した。

孔内载荷試験の計測位置については、図-5.1.3 に示すとおりアーチ掘削後と全断面掘

削後に同一ボアホールで実施したが、アーチ部掘削時の計測深度と全断面掘削時の計測深度を 1 m 程度ずらして測定した。同一深度での計測では、最初の载荷試験（アーチ掘削後）による影響を懸念したためである。また、計測用のボアホールは、ベンチ掘削時に十分な養生をしながら作業したが、アーチ掘削後から全断面掘削の完了までに、約 6 ヶ月間経過しており、孔壁劣化による影響も懸念されたことから、全断面掘削後に新たなボーリング孔（図-5.1.1）を削孔し、孔内载荷試験と Suspension PS 検層を実施して、掘削影響領域を別途評価して比較した。

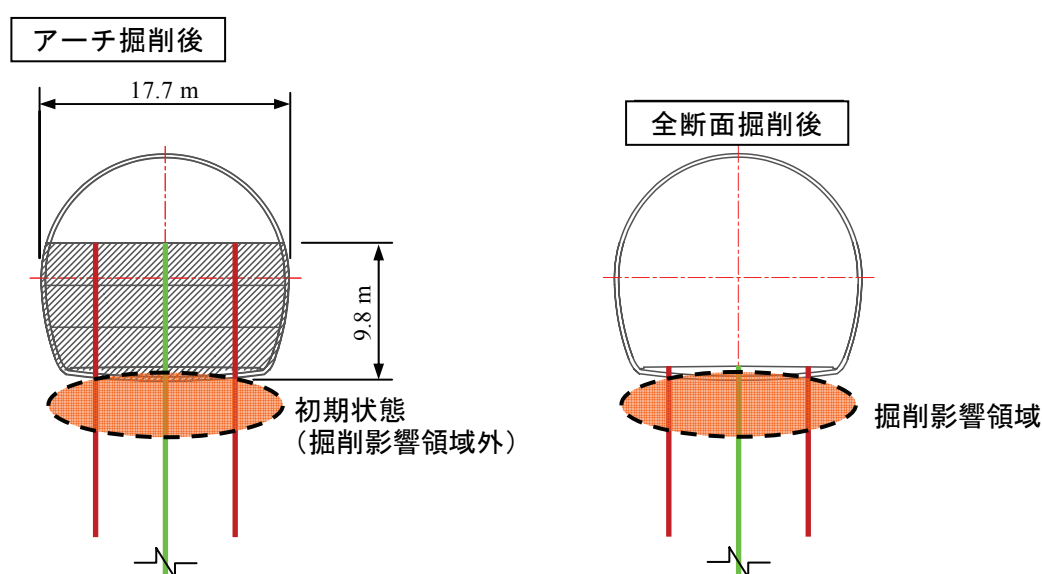


図-5.1.2 計測実施のタイミング

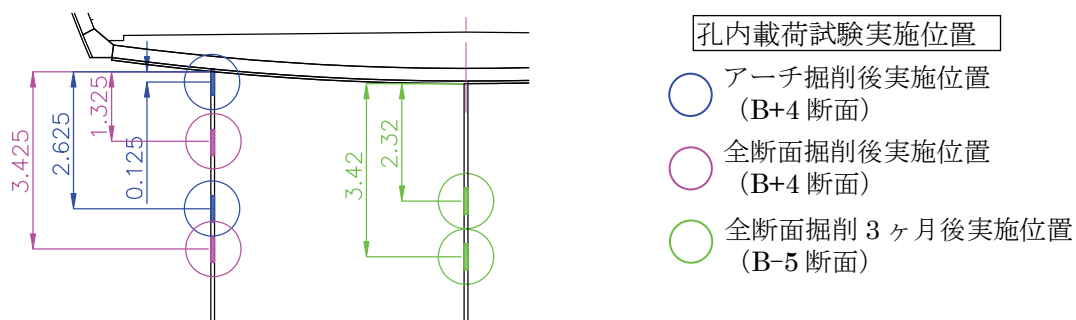


図-5.1.3 孔内载荷試験の計測位置および計測タイミング

各計測の計測深度および計測時期は下表に示すとおりである。

計測項目	計測時期	計測深度	Remark
孔間弾性波 Tomography	アーチ切上げ時	アーチ底盤から 21.5 m 深度	B+4 断面
	全断面掘削完了時	インバート底盤から 10.5 m 深度	
Suspension PS 検層	アーチ切上げ時	アーチ底盤から 21.5 m 深度	B+4 断面
	全断面掘削完了時	インバート底盤から 10.5 m 深度	
孔内載荷試験 (等圧分布式)	アーチ切上げ時	アーチ底盤から 10 m 深度 (インバート底盤から 0.125 m 深度)	B+4 断面
		アーチ底盤から 13 m 深度 (インバート底盤から 2.625 m 深度)	
	全断面掘削完了時	インバート底盤から 1.325 m 深度 インバート底盤から 3.425 m 深度	B+4 断面
	全断面掘削完了 3 ヶ月後	インバート底盤から 2.32 m 深度	B-5 断面 新規掘削孔
		インバート底盤から 3.42 m 深度	
Sliding micrometer	各ベンチ掘削後に計測 (掘削完了後も継続計測)	アーチ切上げ後に、インバート底盤から 20 m の深度に固定点を設置して 1 m 間隔で計測	B 断面

5.1.2 弾性波速度測定結果（孔間弾性波トモグラフィ、サスペンション PS 検層）

(1) 弾性波トモグラフィ、サスペンション PS 検層

図-5.1.4 に弾性波トモグラフィ（全断面掘削完了後）およびサスペンション PS 検層（アーチ部掘削後および全断面掘削完了後）の結果を示す。弾性波トモグラフィの弾性波速度（P 波速度）は、1,700～2,100 m/s であるが、インバート底盤近傍においては、1,700～1,900 m/s であり、インバート底盤近傍では速度の低下が認められる。また、サスペンション PS 検層の弾性波速度については、P 波速度が 1,800～2,200 m/s、S 波速度が 600～1,000 m/s であるが、弾性波トモグラフィと同様に全断面掘削完了後に実施した計測では、インバート底盤部近傍は弾性波速度が低減している。アプローチトンネルで採取した岩石コアの超音波速度測定結果は、P 波速度 2,080～2,170 m/s、S 波速度 970～1,010 m/s であり、本測定結果と同等である。

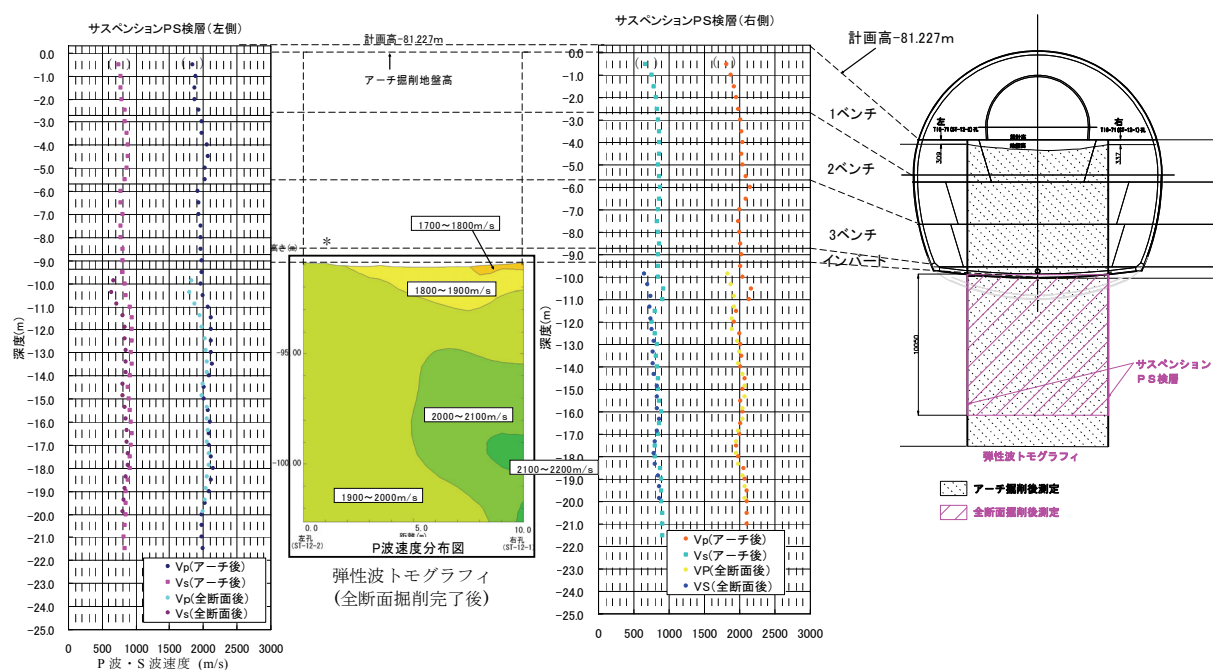


図-5.1.4 弾性波トモグラフィおよびサスペンション PS 検層結果

(2) 弾性波速度測定結果から推定される掘削影響領域

インバート底盤部において、速度の低下が認められることから、アーチ切上げ後を初期状態として全断面掘削後の変化量（低減率）を比較した。その結果を図-5.1.5 に示す。なお、この図中にはスライディングマイクロメータ、BTV 観察結果を併せて示した。これらから推定される掘削影響領域は下記のとおりである。

- 弾性波トモグラフィでは、インバート中央部において深度 1.8 m まで 5 % 以上の速度低下が認められる。
- サスペンション PS 検層では、深度 2.5 m で P 波、S 波速度低減率の変曲点が認められる。また、深度 1.1 m で速度低減率の最大値が認められ、その速度低減率は P 波で 10 % 程度、S 波で 25 % 程度である。
- BTV 観察で認められた亀裂の最大深度は、壁面から 1.9 m である。なお、BTV の公称分解能は 0.5mm である。
- スライディングマイクロメータは 1 m あたりの区間変位を測定するものであり、図中では区間ひずみとして示している。深度 0.7~2.7 m で区間ひずみが増加しており、軽石凝灰岩の限界ひずみ（平均値）の 0.5 % 相当である。
- これらの結果から、深度 3.0 m 程度までは掘削影響領域であると考えられる。なお、

別途実施した岩盤内応力（二次応力）測定結果では深度 3 m 以深が健岩部であると推定しており，この結果は一致する．

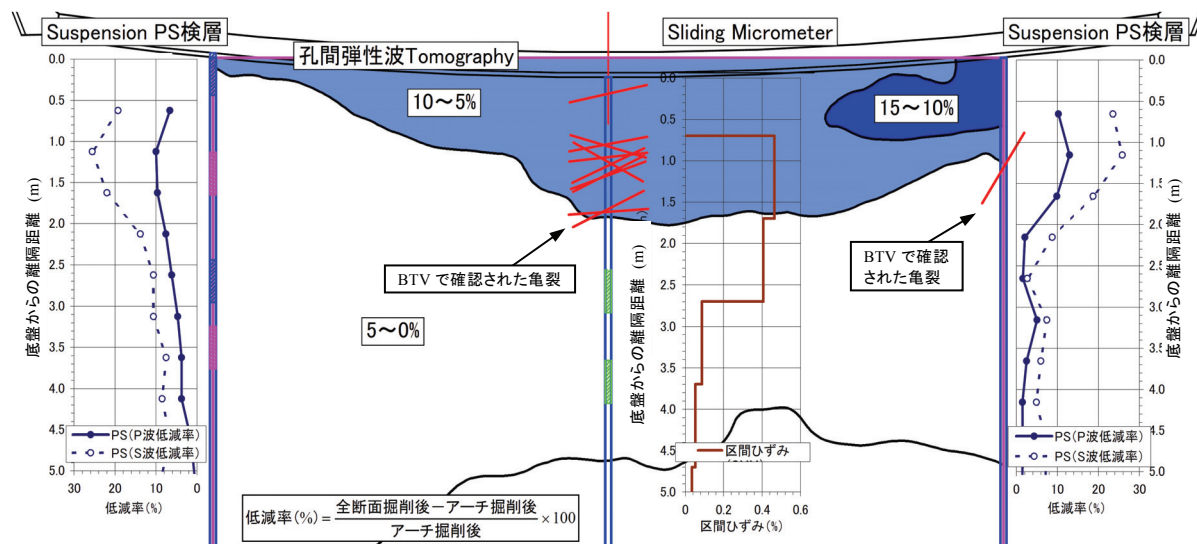


図-5.1.5 空洞掘削前後の各計測結果の比較（坑口側から切羽側を見た横断面図）

5.2. 変形特性の拘束圧依存性

前節の弾性波速度測定等の結果から，空洞掘削後にインバート部の周辺岩盤の変形特性が低下していることが認められる．ここでは，弾性波速度を測定したのと同じ箇所のインバート部でアーチ掘削後と全断面掘削後に実施した孔内载荷試験による変形特性変化を整理し，さらに，空洞掘削前後の岩盤内応力の変化をもとに，変形特性の変化を拘束圧依存性の観点から考察を加えた．

5.2.1 孔内载荷試験による掘削前後の変形特性の変化

図-5.2.1 にアーチ掘削後，全断面掘削後ならびに全断面掘削完了 3 ヶ月後に実施した孔内载荷試験による変形係数および除荷時割線弾性係数を示す．図-5.2.1 に示した割線弾性係数は，応力レベルを初期圧 (P_0) ～初期地圧 (σ_0 ：埋設ひずみ法の第一主応力) の 2 倍まで载荷して，除荷時の割線弾性係数を示した．掘削影響を受けていない初期状態として測定したアーチ切上げ後の除荷時割線弾性係数は 2,000～3,000 MPa 程度であり，この値は掘削時の変形挙動から直接定式化により推定される等価弾性係数と同程度である．全断面掘削後およびその 3 ヶ月後に実施した測定では除荷時割線弾性係数は初期状態の 60 %

程度低減し、変形係数では 40 % 程度低減している。また、全断面掘削後に実施した測定は、アーチ掘削時に削孔したボアホールを利用した計測であったので、孔壁の劣化による低下の可能性が疑われたが、全断面掘削完了 3 ヶ月後に新規に削孔したボアホールでの測定結果は、全断面掘削後の測定結果と同等であり、孔壁劣化による変形特性の低下ではないと言える。

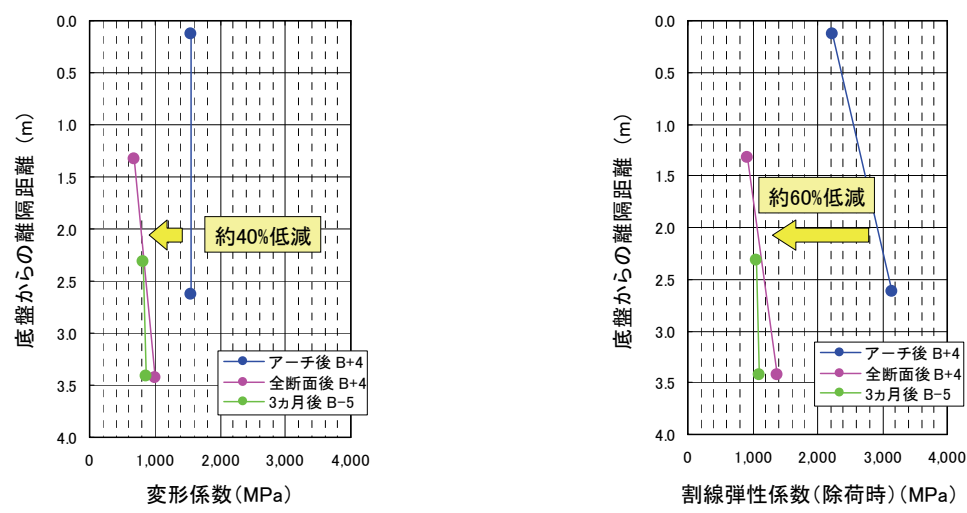


図-5. 2. 1 空洞掘削前後の変形特性の変化

参考として、孔内載荷試験による掘削前後の結果一覧を 表-5. 2. 1 および 図-5. 2. 2 ～ 図-5. 2. 4 に示す。

表-5. 2. 1 空洞掘削前後の各計測結果の比較

		アーチ掘削後 2005年2月20日実施			全断面掘削後 2005年6月25日実施				全断面掘削後3ヵ月 2005年9月18日実施					
		①	②		③	低減率(%)	④	低減率(%)	⑤	低減率(%)	⑥	低減率(%)	⑦	低減率(%)
		0.125m	2.625m	平均	1.325m	(③-①)/①	3.425m	(④-②)/②	2.32m	(⑤-②)/②	3.42m	(⑥-②)/②	7.97m	(⑦-②)/②
初期圧(MPa)		P0	0.80	0.90	0.85	0.70	—	0.70	—	0.60	—	0.60	0.80	—
変形係数(MPa)	Db	1,561	1,550	1,556	691	56%	1,007	35%	823	47%	858	45%	549	65%
載荷	割線弾性係数(MPa)	Es1	2,020	2,408	2,214	1,012	50%	1,207	50%	1,015	58%	1,100	54%	77%
除荷	割線弾性係数(MPa)	Es1'	1,348	1,721	1,534	676	50%	1,007	42%	762	56%	807	53%	59%
載荷	割線弾性係数(MPa)	Es2	2,223	2,760	2,491	965	57%	1,303	53%	972	65%	1,110	60%	—
除荷	割線弾性係数(MPa)	Es2'	2,224	3,155	2,690	923	59%	1,385	56%	1,065	66%	1,111	65%	—

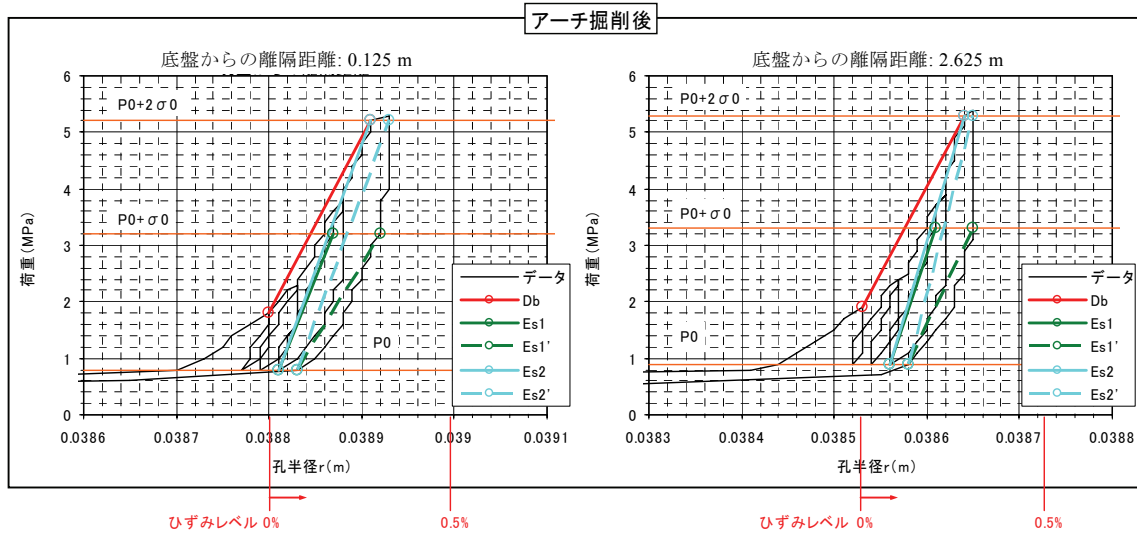


図-5.2.2 アーチ掘削後の試験結果

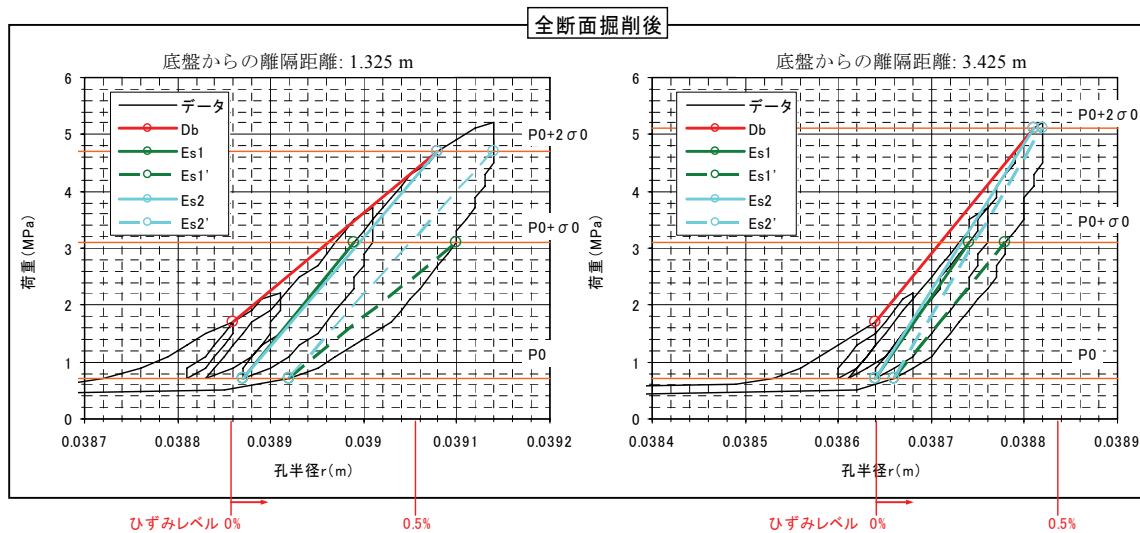


図-5.2.3 全断面掘削後の試験結果

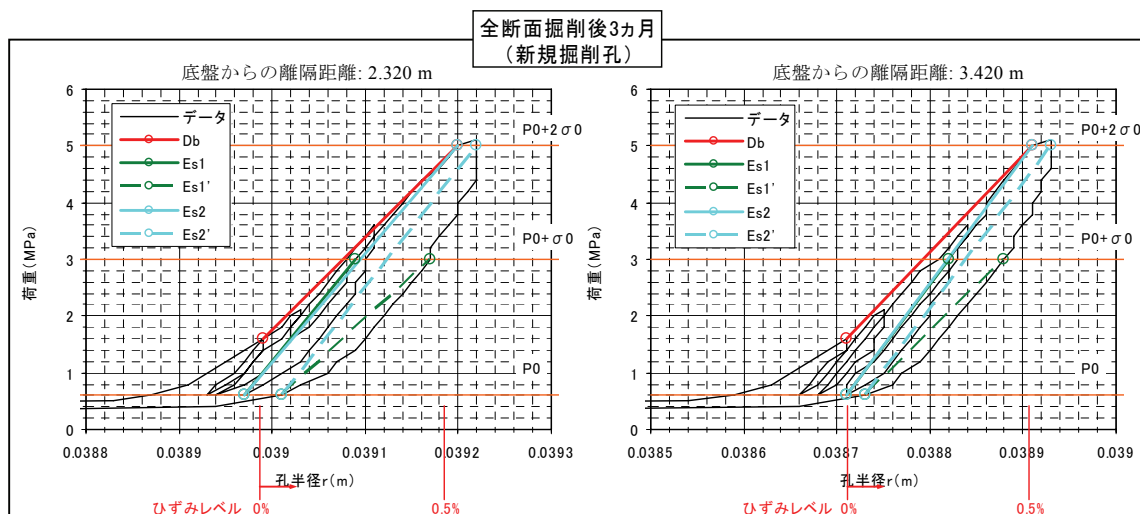


図-5.2.4 全断面掘削3ヵ月後の試験結果

5.2.2 変形特性の拘束圧依存性

弾性波速度および孔内载荷試験の結果から空洞掘削前後で変形特性の低下が認められ、この変形特性の低下は掘削により誘発される岩盤内応力変化、すなわち拘束圧の変化により生じているものと考えられる。そこで試験空洞掘削後にインバート部において実施した岩盤内応力測定結果(第4章4.3節参照)と変形特性変化の関係を整理した。図-5.2.5に示すとおり、岩盤内応力測定結果から孔内载荷方向に直交する岩盤内応力の鉛直方向応力成分(σ_z)を拘束圧として変形特性の低下を拘束圧依存性の観点から整理した。その際、孔内载荷試験の実施深度の拘束圧に対応する σ_z は、孔内载荷試験の実施位置に最も近い位置で計測された岩盤内応力の測定値を用いた。また、岩盤内応力の測定結果が引張破壊域($\sigma_z \leq 0$)については $\sigma_z = 0$ として整理した。

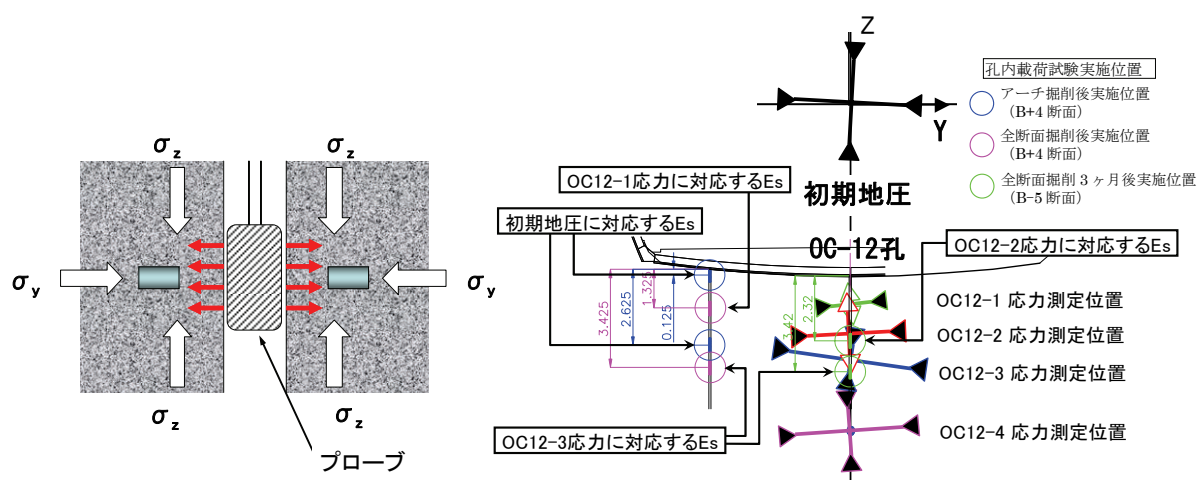


図-5.2.5 孔内载荷試験と面内応力成分との関係

変形特性は孔内载荷試験により得られた除荷時割線弾性係数のほか、サスペンション PS 検層結果から算定される動弾性係数、三軸圧縮 CD 試験結果の接線弾性係数: E_{50} ならびにひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析の結果がある。そこで、サスペンション PS 検層 (V_p : P 波速度, V_s : S 波速度) から算定される岩盤内応力測定位置に対応する動弾性係数を以下の式から算定した。

$$\text{動ポアソン比} : \nu_d = \frac{(V_p^2 / V_s^2) - 2}{2(V_p^2 / V_s^2 - 1)}, \quad \text{動せん断弾性係数} : G_d = \frac{\rho V_s^2}{9.8 \times 10^4} \quad (\text{MPa})$$

$$\text{動弾性係数} : E_d = 2(1 + \nu_d) G_d \quad (\text{MPa})$$

また、ひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析については、拘束圧依存性を考慮できる関数を導入(第7章参照)していることから、インバート部の解析結果および三軸 CD 圧縮

試験結果を併せて整理した。その結果は図-5.2.6に示すとおりであり、全ての変形特性に拘束圧依存性が認められる。また、OC12-3、OC12-4はインバート部から3.0 m、6.0 mの深度で応力測定したものであり、その岩盤内応力測定結果（第4章4.3.2項参照）では健岩域（塑性域外）として評価している。したがって、健岩域での弾性係数の低下は掘削解放による拘束圧低下に起因するものと判断される。また、拘束圧依存性を考慮したひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析³⁾の妥当性も確認された。

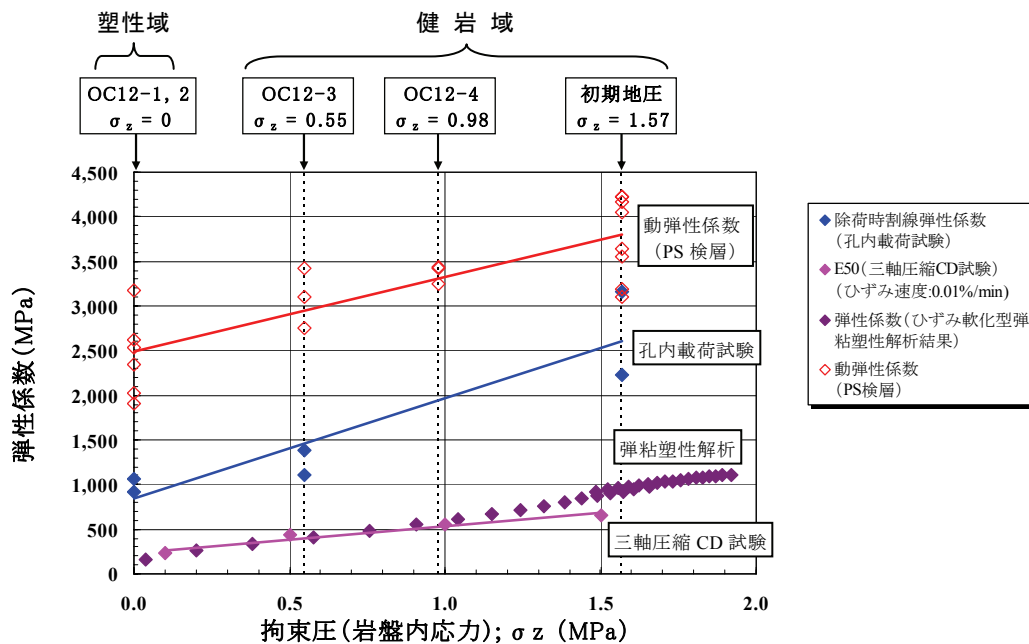


図-5.2.6 変形特性の拘束圧依存性

5.3. まとめ

本章においては、試験空洞インバート部を対象に空洞掘削前後の変形特性の変化および掘削影響領域を把握した。また、その結果および掘削後の岩盤応力測定結果に基づき変形特性の拘束圧変化を把握した。

変形特性変化の計測は、孔間弾性波トモグラフィ、サスペンション PS 検層、スライディングマイクロメータならびに等圧分布式の孔内载荷試験を実施した。なお、各ボアホールでは、BTV による亀裂観察も併せて実施した。計測時期は、インバート部が掘削影響を受けていないと想定されるアーチ切上げ後を初期値として、全断面掘削完了に再度同じボアホールおよび新規掘削ボアホールにより計測した。

- ・ 孔間弾性波トモグラフィの結果では、インバート中央部において、P波速度が5%以上低減した底盤からの深度は約2 mまでである。
- ・ サスペンションPS検層では、深度2.5 mでP波、S波速度低減率が増加し始め、深度1.1 mで速度低減率の最大値が認められ、その速度低減率はP波で10%程度、S波で25%程度である。
- ・ BTVで確認された新規亀裂の最大深度は1.9 mである。
- ・ スライディングマイクロメータの結果では、深度0 m-2.7 m間で区間ひずみが増加しており、軽石凝灰岩の限界ひずみ（平均値）の0.5%相当である。
- ・ 孔内載荷試験の結果では、初期値（アーチ切上げ後）は、除荷時割線弾性係数が2,000～3,000 MPaであったが、全断面掘削後には、約50%の低減が認められた。

上記の結果から、掘削解放による変形特性の変化から推定される影響領域は、深度3.0 m程度であると考えられる。岩盤内応力測定結果（第4章4.3.2項参照）では、底盤からの深度3.0 m以深が健岩部であると推定しており、この結果は一致する。

変形特性の拘束圧依存性を見るために、岩盤内応力測定結果の鉛直方向応力（ σ_z ）を拘束圧として変形特性との関係を整理した結果、全ての変形特性に拘束圧依存性が認められた。また、健岩域（塑性域外）における弾性係数の低下は掘削解放による拘束圧低下に起因するものと判断される。

参考文献

- 1) 蛭名孝仁, 富田敦紀, 白鷺 卓, 戸井田 克, 岸田 潔, 足立紀尚: 堆積軟岩における空洞掘削に伴う周辺岩盤の変形特性変化, 第61回土木学会年次学術講演会, 3-009, pp.17-18, 2006.
- 2) 富田敦紀, 戸井田克, 白鷺卓, 蛭名孝仁, 岸田 潔, 足立紀尚: 空洞掘削後の岩盤内応力測定結果に基づく堆積軟岩空洞掘削時の破壊現象の一考察, 第36回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.245-250, 2007.
- 3) Tomita, A., Ohtsuki, H., Tasaka, Y., Suzuki, Y., Ohmori, T., Kishida, K. and T. Adachi: Extension of an elasto-viscoplastic model and its application to a cavern excavation in soft rock, Proceedings of 3rd International Workshop on New Frontiers in Computational Geotechnics, XI'AN CHINA, pp.21-26, 2006.

第6章 堆積軟岩空洞の間隙水の流れと変形の連成挙動

堆積軟岩はその材料特性から拘束圧依存、ダイレイタンス特性ならびに時間依存挙動を示す材料であり、軟岩空洞掘削に関わる工学的問題には、さらに間隙水の流れと岩盤の変形・応力との相互作用、いわゆる連成効果も考慮する必要がある。試験空洞掘削においては、各種力学計測だけでなく空洞周辺岩盤内で多段式間隙水圧測定実施している。掘削時に計測された空洞周辺岩盤の間隙水圧変化は、全体的な傾向としては掘削の進捗に伴い間隙水圧が漸減する傾向にあるが、間隙水圧計設置位置近傍を掘削した場合に限って、その掘削作業に連動するように一時的に間隙水圧が上昇したり、逆に低下したりする現象が認められた。本章においては、上記の間隙水圧変化の要因を、掘削の応力解放に伴う岩盤挙動と連成した間隙水圧変化であると解釈し、そのメカニズムの妥当性を解析的に検証した結果について述べる。

6.1. 空洞掘削時の特徴的な間隙水圧変化

6.1.1 間隙水圧計測の概要

地下水理計測は図-6.1.1に示す①断面（TD. 57.8m）、②断面（TD. 75.6m）において、多段式間隙水圧測定や各種透水試験などを実施しており、多段式間隙水圧計は図-6.1.2に示すとおり、試験空洞掘削前に各計測坑から空洞上部と空洞左右に設置し、空洞壁面から2m, 4m, 6m, 8m, 11mの深度で計測した¹⁾。

なお、間隙水圧計として使用している圧力センサの測定レンジは、0～1 MPaで、その精度は±0.1 % F.S.、応答速度は1 ms以下である。計測頻度は、当初1時間間隔としていたが、計測器近傍を掘削したときに間隙水圧計が急激な水圧変化を感知する現象が見られたため、間隙水圧計近傍を掘削する際にはその間隙水圧変化を計測するために計測頻度を2分間隔とした。

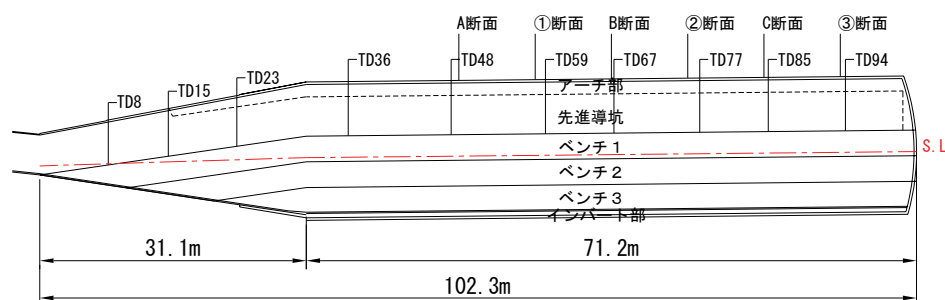


図-6.1.1 試験空洞の計測断面（試験空洞縦断図）

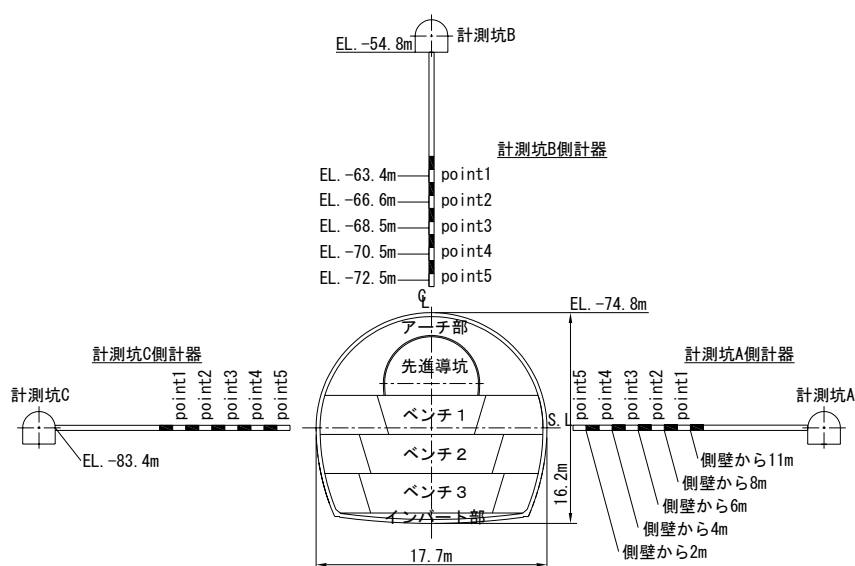


図-6.1.2 試験空洞の間隙水圧測定位置（①，②断面図）

6.1.2 掘削に伴う特徴的な間隙水圧変化

(1) アーチ切上げ時の間隙水圧変化

図-6.1.3 は間隙水圧計を設置している②断面近傍（設置断面から 5 m 手前）を掘削した際の間隙水圧測定結果である。切上げ掘削はロードヘッダーによる機械掘削で、左側（計測坑 C 側）の踏前から開始し、天端（計測坑 B 側）方向にカッターを進めて右側肩部まで切り上げた後、右側（計測器 A 側）の踏前から右側肩部に向けて切り上げた。図中にはその間隙水圧の経時変化だけではなく、その間の掘削作業内容も併記した。これらの図からアーチ切上げ時の間隙水圧変化に関して以下に示すことが読み取れる。

- i) 左踏前を掘削した際には、計測坑 C 側の間隙水圧は上昇しているが、計測坑 B 側の間隙水圧は低下している。反対側に設置してある計測坑 A 側の計器は特に変化は認められない。
- ii) アーチ天端部を掘削した際には、計測坑 C 側の間隙水圧は低下するとともに、左側踏前を掘削した際に低下していた計測坑 B 側の間隙水圧は上昇した。また、計測坑 A 側の間隙水圧は低下しはじめた。
- iii) 右踏前を掘削した際には、アーチ天端部を掘削した際に低下していた計測坑 A 側の間隙水圧は上昇し、アーチ天端を掘削した際に上昇した計測坑 B 側の間隙水圧は低下した。

iv) 切上げ掘削中には、間隙水圧の上昇、減少が認められるが、それ以外の作業時には、間隙水圧の変化は特に認められない。なお、掘削作業終了後には、全ての間隙水圧は掘削前の間隙水圧よりやや低下し定常状態となる。

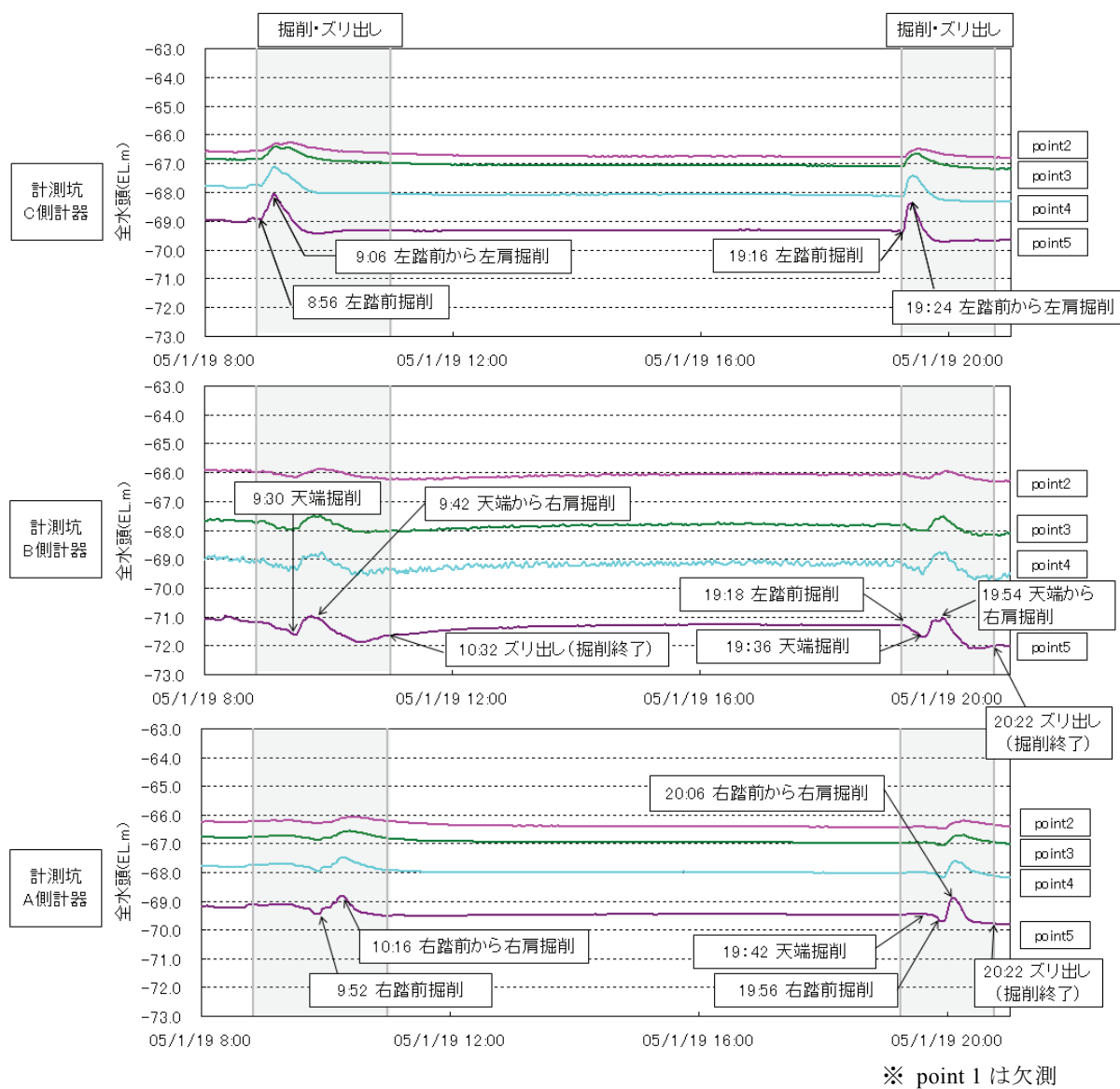


図-6.1.3 アーチ切上げ時の間隙水圧変化

(2) 側壁部掘削時の間隙水圧変化

図-6.1.4 および図-6.1.5 は間隙水圧測定を実施した②断面近傍の側壁を掘削した際の計測坑 C 側計器の間隙水圧測定結果である。なお、これらの図には間隙水圧の経時変化だけではなく、その間の施工作業内容も併記した。これらの図から空洞側壁部掘削時の間隙水圧変化に関して以下に示すことが読み取れる。

- i) ベンチ 1 側壁部掘削時には、掘削作業の開始に伴い間隙水圧が一時的に上昇する。そして、すぐに間隙水圧は減少し始め、掘削終了時には掘削前の間隙水圧よりやや低下し、それ以降はほぼ定常状態となる。間隙水圧の一時的な上昇量は、計測断面に対して掘削位置に近いほど、また掘削壁面に近いほど大きい。
- ii) ベンチ 2 側壁部掘削時には、ベンチ 1 掘削時とは逆に掘削作業の開始に伴い間隙水圧が一時的に低下する。そして、すぐに間隙水圧は回復し始め、掘削終了時には掘削前の間隙水圧よりやや低い状態にまで戻り、それ以降はほぼ定常状態となる。間隙水圧の一時的な低下量は、計測断面に対して掘削位置に近いほど、また掘削壁面に近いほど大きい。
- iii) ロックボルト施工時（削孔中）にもわずかなではあるが間隙水圧が低下する傾向にある。しかし、掘削とロックボルト施工時以外の作業時には、間隙水圧はほとんど変化が認められない。

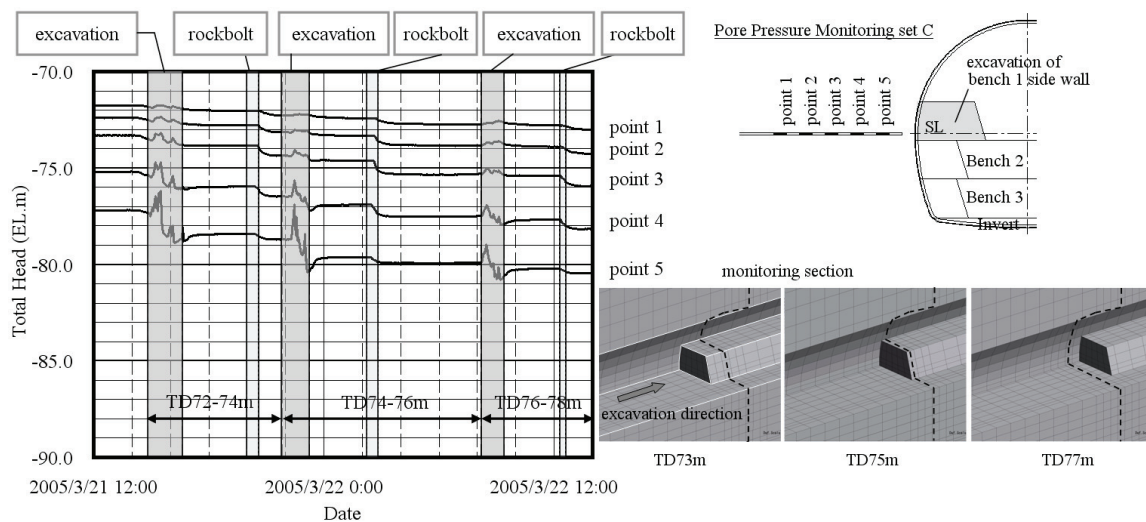


図-6.1.4 ベンチ 1 側壁掘削時の間隙水圧変化

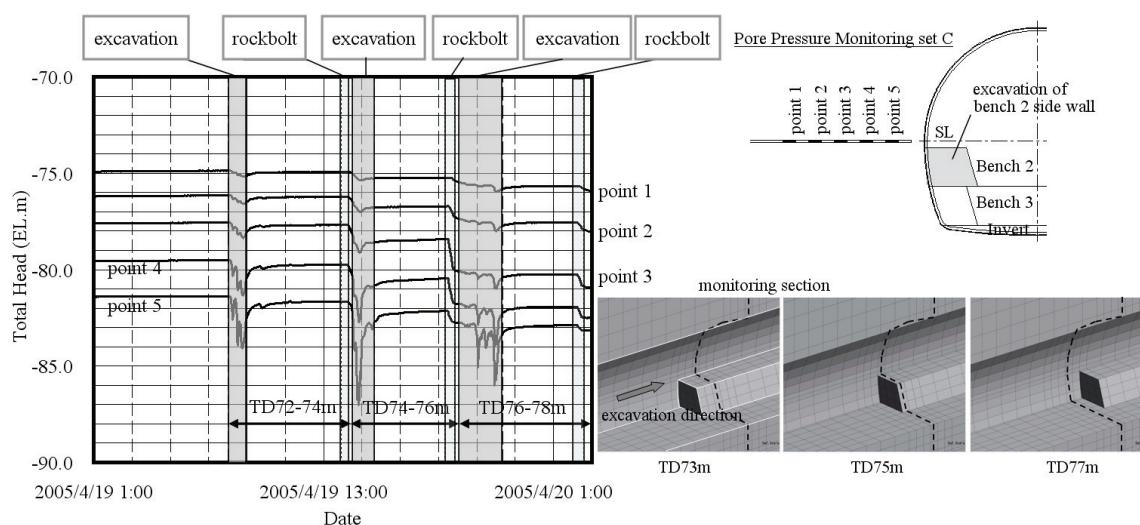


図-6.1.5 ベンチ2側壁掘削時の間隙水圧変化

(3) 間隙水圧変化メカニズムの仮定

掘削中に得られた空洞周辺岩盤における間隙水圧は、全体的な傾向としては掘削の進捗に伴い漸減する傾向にあるが、間隙水圧計設置位置近傍を掘削した場合に限って、その掘削作業に連動するように一時的に間隙水圧が上昇したり、逆に低下したりする現象が認められた。これらの現象は、切羽の掘削進行に伴って応力解放された岩盤の間隙水と変形・応力が相互に作用する連成挙動であると想定され、軟岩の特徴的な挙動である。

間隙水の流れと地盤の変形・応力の連成に関しては、大津ら²⁾により、一般的な場における地下水流動に関する支配方程式を誘導し、間隙水と変形・応力の連成効果に関する研究がされている。その研究結果では、地下水流動特性に及ぼす影響は、対象とする材料特性に大きく依存し、その一つの判定規準として、材料の変形係数が1,000 MPa程度を上回るか否かであるとしており、変形係数が1,000 MPaを超える場合には、連成効果の影響が小さいとしている。試験空洞フィールドの変形係数は、室内試験結果（三軸圧縮 \overline{CU} 試験）では、約900 MPa、孔内載荷試験の変形係数は約1500 MPaであり、大津らによる規準値の境界付近である。上記の研究では、地盤の変形係数のみで議論されているが、実際には地盤の透水係数、掘削速度ならびに排水条件などにより異なることから、詳細な検討を行うためには、地盤特性および施工条件を考慮する必要がある。そこで、試験空洞フィールドで確認された特徴的な挙動に着目し、岩盤と地下水の連成挙動を考慮できる三次元弾性水-土連成有限要素解析により、上記で推定した要因の妥当性を解析的に検証することとした。

6.2. 間隙水と変形・応力の連成挙動メカニズムの検証

6.2.1 解析モデル

空洞の切羽進行に伴う間隙水圧変化を的確にシミュレートするため、解析モデルは三次元弾性水 - 土連成解析とし、解析メッシュおよび解析条件を示した解析モデル（節点数: 34,104, 要素数: 32,448）を図-6.2.1 に示す。解析領域は試験空洞を中心に空洞軸方向に 501 m, 空洞横断面の鉛直方向に 236 m, 水平方向に 250 m の範囲とした。初期地下水位は、空洞掘削前の地下水位測定結果に基づき、解析では地表面に設定した。初期鉛直方向応力は、各地層の単位体積重量と層厚から設定した土被り圧相当とし、初期水平方向有効応力は埋設ひずみ法による初期応力測定結果に基づいて設定した。本シミュレーションは、掘削作業による岩盤挙動と連動した間隙水圧の変化の検証が目的であるため、岩盤は解析領域全体で一様な透水性を有する弾性体とし、弾性係数は空洞掘削時の計測結果から同定した等価弾性係数を 2,000 MPa, ポアソン比を 0.17（三軸圧縮 CD 試験結果）、透水係数を 3.0×10^{-8} m/s とした。

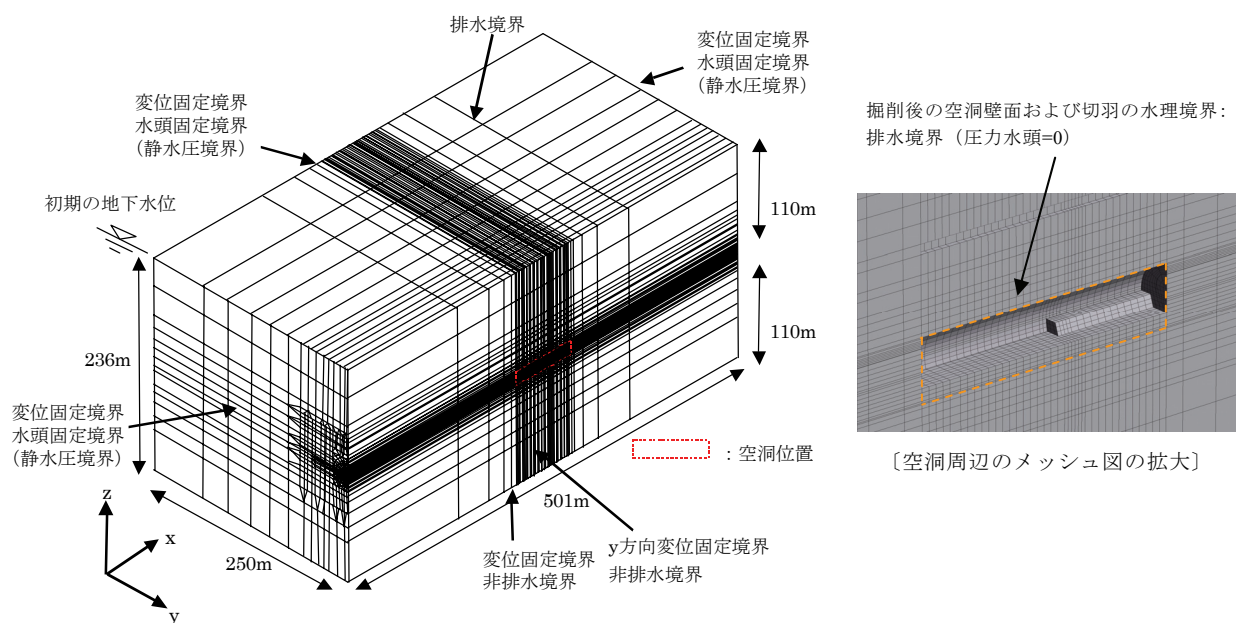


図-6.2.1 解析モデル

解析におけるステップ割りは施工実績に基づき設定し、計測坑 C 側の水理計測②断面近傍のベンチ 1 側壁およびベンチ 2 側壁の切羽掘削が進行する際の間隙水圧変化を詳細に比較検討することとした。具体的には、表-6.2.1 に示すとおり、計測坑、先進導坑、アーチ切掘りならびにベンチ 1, ベンチ 2 の中央部の掘削は一括掘削でモデル化し、ベンチ 1,

ベンチ 2 の側壁部掘削時は、実工事の施工サイクルを再現するために、実掘削作業と、それ以外の作業の時間を分けた解析ステップとした。特に、②計測断面前後の 3 m 区間（解析ステップ 27～38 および 63～74）については、掘削作業と支保設置などの解析ステップを実施工サイクルの実績通りに設定した。各解析ステップにおける作業時間と計算時間の増分は同一として表-6.2.1 に示している。ただし、ステップ 8 から 26（TD. 32～72 m 間のベンチ 1 側壁掘削時）、ステップ 39 から 46（TD. 79～101 m 間のベンチ 1 側壁掘削時）、ステップ 49 から 62（TD. 32～72 m 間のベンチ 2 側壁掘削時）ならびにステップ 75 から 79（TD. 79～101 m 間のベンチ 2 側壁掘削時）については、計算時間増分の合計値を示している。

表-6.2.1 解析ステップ

Excavation Step	Analytical Step	Event	TD(m)	Time increment for calculation
Initial	1	Setting initial condition		-
Measuremant tunnel	2	Excavation of measurement tunnel		218 day
Pilot tunnel	3	Excavation of pilot tunnel		28 day
Arch of mian cavern	4	Arch enlargement	32-101	43.8 day
	5	Observation & survey		29.2 day
Bench 1	6	Excavation of Bench1 central part	32-101	4 day
	7	Observation & survey		6 day
	8-26	Excavation of Bench 1 side wall	32-72	12 day
	27	Excavation of Bench 1 side wall	73	0.8 hour
	28	Excavation of Bench 1 side wall	74	0.8 hour
	29	Mucking & observation		0.5 hour
	30	Installation of rock support		4.8 hour
	31	Excavation of Bench 1 side wall	75	0.7 hour
	32	Excavation of Bench 1 side wall	76	0.7 hour
	33	Mucking & observation		1.8 hour
	34	Installation of rock support		7.1 hour
	35	Excavation of Bench 1 side wall	77	0.8 hour
	36	Excavation of Bench 1 side wall	78	0.8 hour
	37	Mucking & observation		0.5 hour
	38	Installation of rock support		3.9 hour
	39-46	Excavation of Bench 1 side wall	79-101	9.5 day
Bench 2	47	Excavation of Bench 2 central part	32-101	5.5 day
	48	Observation & survey		0.5 day
	49-62	Excavation of Bench 2 side wall	32-72	11.0 day
	63	Excavation of Bench 2 side wall	73	0.6 hour
	64	Excavation of Bench 2 side wall	74	0.6 hour
	65	Mucking & observation		2.4 hour
	66	Installation of rock support		2.9 hour
	67	Excavation of Bench 2 side wall	75	0.6 hour
	68	Excavation of Bench 2 side wall	76	0.6 hour
	69	Mucking & observation		0.4 hour
	70	Installation of rock support		4.0 hour
	71	Excavation of Bench 2 side wall	77	1.1 hour
	72	Excavation of Bench 2 side wall	78	1.1 hour
	73	Mucking & observation		0.3 hour
	74	Installation of rock support		4.5 hour
	75-79	Excavation of Bench 2 side wall	79-101	2.3 day

6.2.2 間隙水圧の経時変化

図-6.2.2 と図-6.2.3 はベンチ 1 掘削開始時からの全水頭変化量の経時変化について解析結果と計測値を比較したものである。これらの図から、本解析により、ベンチ 1 側壁掘削時には、計測値と同様に一時的な間隙水圧の上昇が見られ、ベンチ 2 側壁掘削時には間隙水圧の一時的な低下傾向をほぼ再現できたことが分かる。なお、間隙水圧の一時的な変動量は計測値に比べ解析結果の方がやや小さい値となっているが、全水頭の一時的な変動量は計測値、解析結果でも最大数 m 程度である。

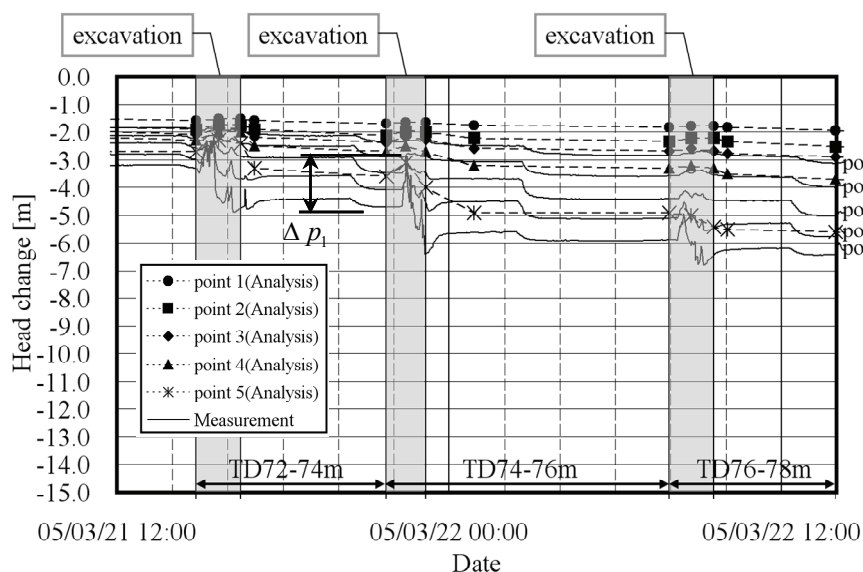


図-6.2.2 水頭変化量の経時変化（ベンチ 1 側壁掘削時）

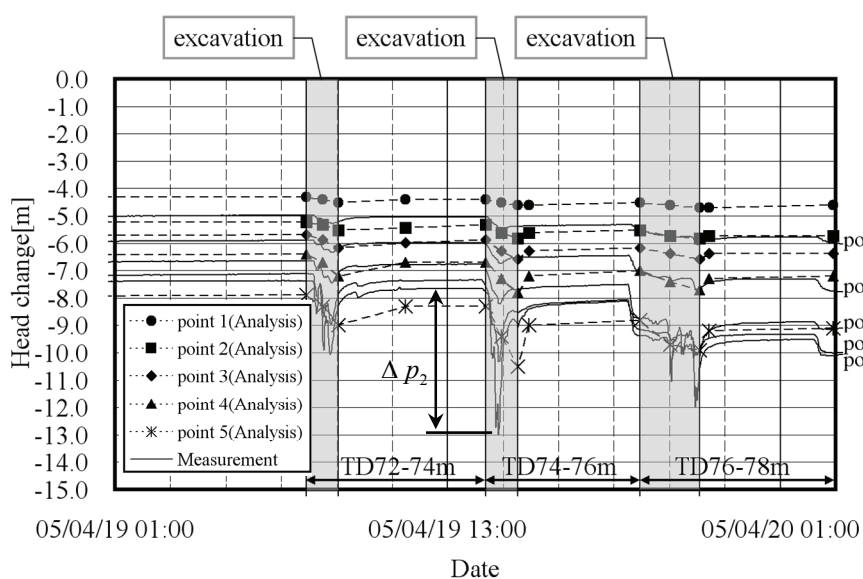


図-6.2.3 水頭変化量の経時変化（ベンチ 2 側壁掘削時）

6.2.3 掘削位置と水圧変化量の関係

図-6.2.4 は、ベンチ 1 およびベンチ 2 側壁掘削時の掘削壁面から間隙水圧計測点までの距離（間隙水圧計測断面の空洞壁面からの距離ではなく、TD. 72~78 m の各側壁ブロック掘削壁面中央部から TD. 75.6m の計測点までの三次元距離）と水圧変化量（TD. 72~78 m のそれぞれの掘削区間における掘削前と掘削後の全水頭差の最大値）の関係を整理したものであり、例えば、図-6.2.4 の全水頭差の最大値である Δp_1 , Δp_2 は、図-6.2.2 の Δp_1 , 図-6.2.3 の Δp_2 である。なお、計測値については、TD. 72~74 m, TD. 74~76 m, TD. 76~78 m の全ての水圧変化量をプロットしているが、解析値については、図の煩雑さを避けるために TD. 74~76 m 掘削時の水圧変化量のみを示した。

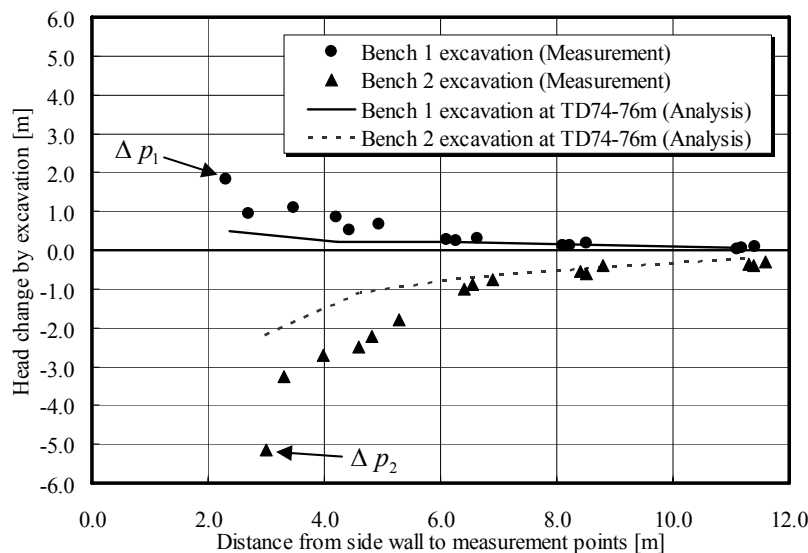


図-6.2.4 掘削壁面からの距離と水圧変化量の関係

この図から掘削壁面に近ければ近いほど水圧変化量が大きくなっていることがわかる。また、ベンチ 1 側壁掘削時よりもベンチ 2 側壁掘削時のほうが、水圧変化量（ただしその正負は逆）が大きくなっている。これらの距離と水圧変化量の傾向は、計測値と解析値でほぼ一致しているが、水圧変化量の絶対値は解析よりも計測のほうが 2~3 倍程度大きくなっている。この理由としては、以下の 3 点が考えられる。

- ① 解析では実際の岩盤よりもより排水挙動を示しやすいモデル化をしたことが考えられる。一次元圧密理論に従えば、間隙水圧の時間変化は圧密係数に依存する。圧密係数は透水係数と体積圧縮係数（変形係数の逆数に相当）の比、すなわち透水係数と変形係数の積で表される。したがって、変形係数と透水係数のどちらか（もしくは両方）

を実際の岩盤よりやや大きく評価している可能性があること。

② 解析では、表-6.2.1 に示すような掘削時間を作業記録から設定し、この時間で掘削解放力が連続的に作用するような解析条件としているが、実際の作業では重機が断続的に岩盤を掘削するため、壁面に対してはより早く掘削解放力が作用した可能性があること。

③ 実際には徐々に掘削して所定の掘削壁面が形成されることになるが、解析上は瞬時に掘削壁面を排水境界面に変更するモデル化にしていること。

ベンチ 1 よりもベンチ 2 の方が水压変化量が大きくなっている理由として、ベンチ 2 では、掘削に伴う除荷膨張による間隙水压低下と掘削表面からの排水による水压低下が同時に発生するが、ベンチ 1 では、掘削に伴う圧縮変形による水压上昇だけでなく掘削表面からの排水に伴う水压減少が生じ、結果的に水压上昇が低減されていることが考えられる。

6.2.4 岩盤応力とひずみの変化

図-6.2.5 は計測器位置の真横を掘削した際の②断面(TD. 76 m)の平均有効主応力分布を示す。ベンチ 1 側壁掘削時には、空洞壁面近傍の point 5 近傍において圧縮応力が集中し、ベンチ 2 側壁掘削時には、ベンチ 1 掘削時に集中した応力が減少していることが分かる。

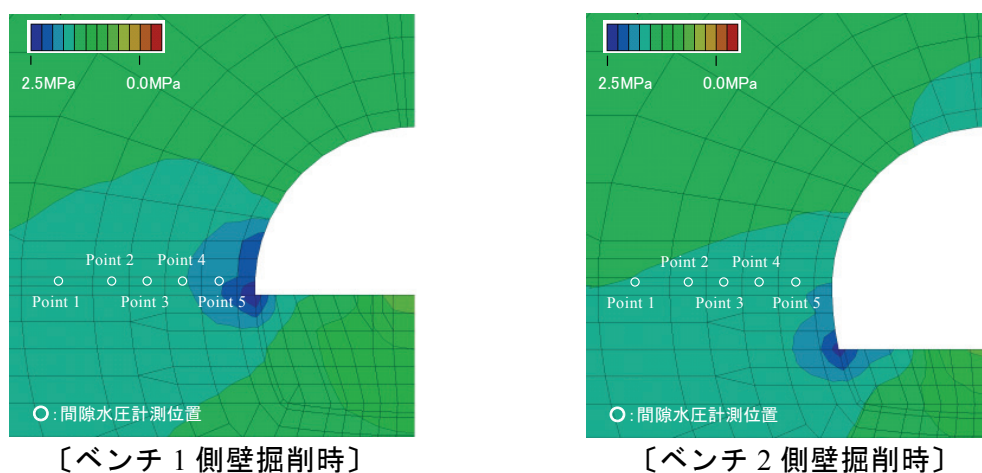


図-6.2.5 間隙水压計設置付近の平均有効主応力分布

そこで、上記の応力とひずみ状態の変化を詳細に見るために、図-6.2.6 と図-6.2.7 に、空洞壁面に最も近い point 5 に対応する要素のベンチ 1 掘削開始時からベンチ 2 掘削終了時に至る岩盤での応力経路とひずみ経路を示す。

図-6.2.6 の point 5 要素の応力経路から、ベンチ 1 側壁掘削時には、計測器付近の岩盤

の平均全応力，平均有効応力および偏差応力は増加する傾向にあり，その平均全応力増加量はほぼ平均有効応力の増加である．ベンチ 2 側壁掘削時には，計測器付近の岩盤の平均全応力と平均有効応力はほぼ等しく，その応力は低下する傾向にあることが分かる．

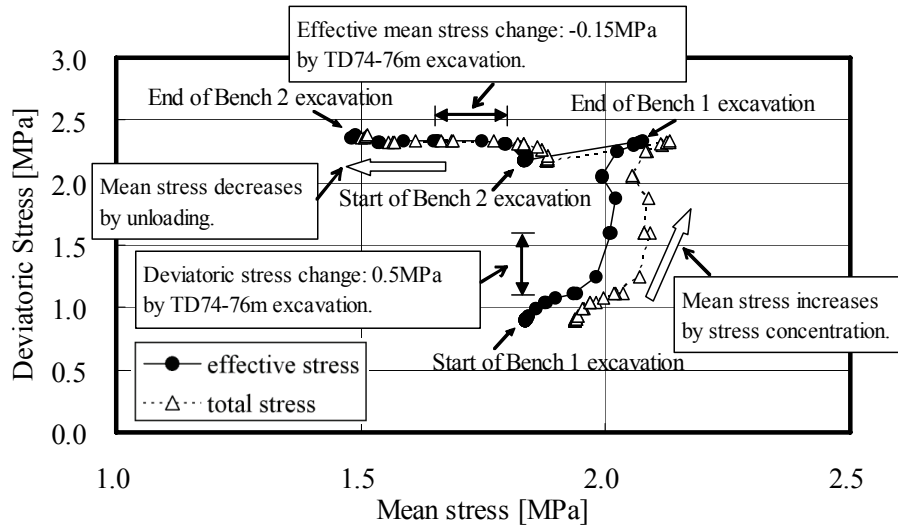


図-6.2.6 point 5 要素の応力径路

同様に図-6.2.7 に示す point 5 要素のひずみ径路から，ベンチ 1 側壁掘削時には計測器付近の岩盤の体積ひずみは減少（収縮）する傾向にあり，ベンチ 2 側壁掘削時には，計測器付近の岩盤の体積ひずみは増加（膨張）する傾向にあることが分かる．

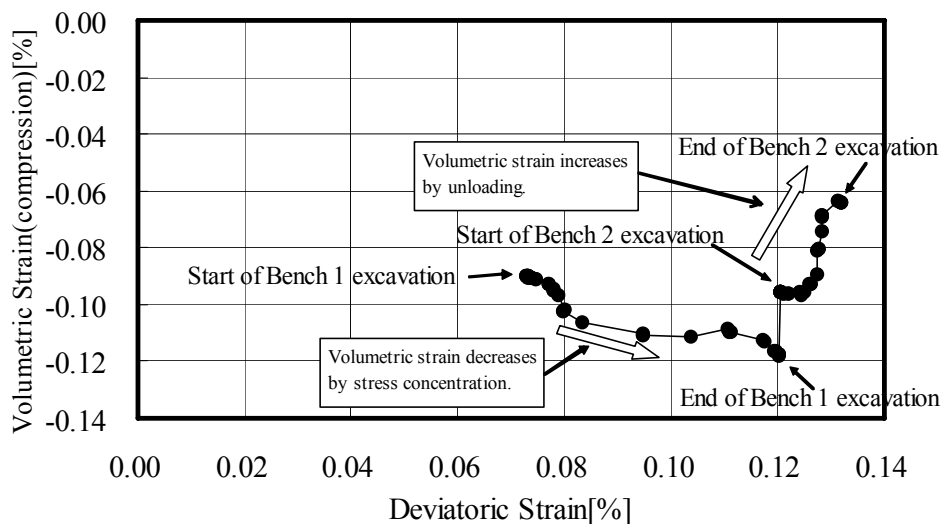


図-6.2.7 point 5 要素のひずみ径路

図-6.2.8 と図-6.2.9 に point 5 要素の TD. 72～78 m 間のベンチ 1 掘削時およびベンチ 2 掘削時の解析による全水頭変化量，平均有効応力ならびに体積ひずみの経時変化を示す．

ベンチ 1 側壁 TD. 74~76 m の掘削前半部であるベンチ 1 側壁 TD. 74~75 m 掘削に伴い、平均有効応力が 0.05 MPa 増加するとともに、体積ひずみが 0.004 %減少（圧縮）し、同時に間隙水圧が 0.005 MPa（全水頭で 0.5m）上昇していることがわかる。ただし、排水条件となる掘削壁面にも近いため、TD. 75~76 m 掘削時には、一度上昇した間隙水圧は低下に転じている。一方、ベンチ 2 側壁 TD. 74~76 m 掘削作業時には、平均有効応力が 0.15 MPa

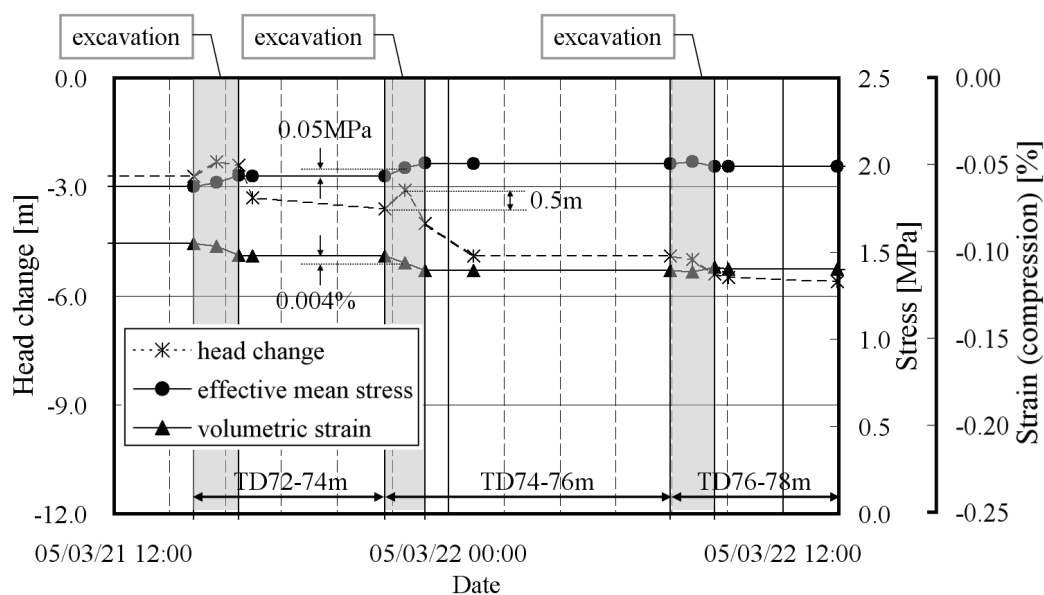


図-6. 2. 8 point 5 要素の全水頭変化量，平均有効応力ならびに
体積ひずみの経時変化（ベンチ 1 掘削時）

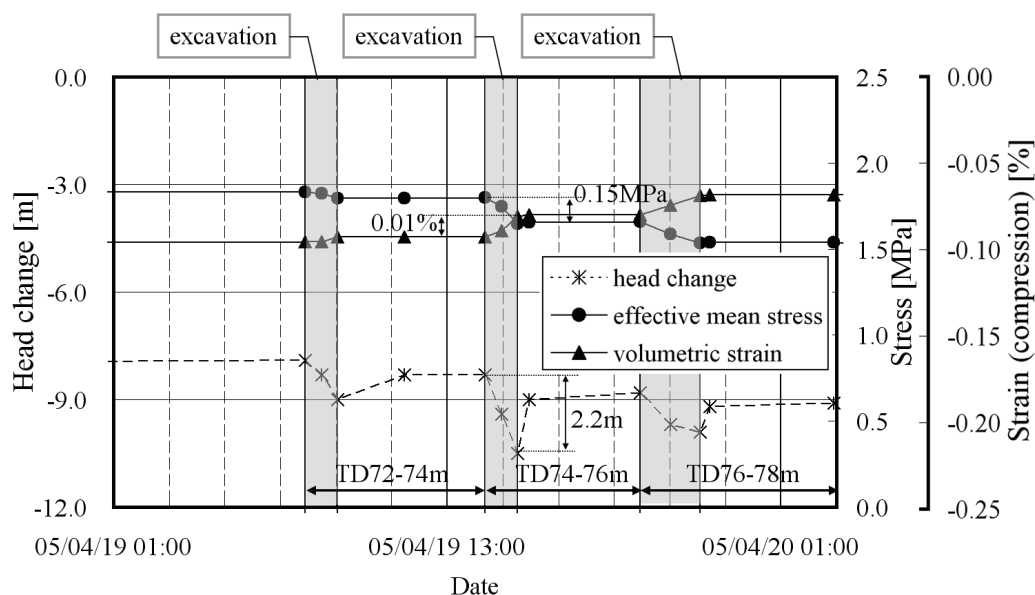


図-6. 2. 9 point 5 要素の全水頭変化量，平均有効応力ならびに
体積ひずみの経時変化（ベンチ 2 掘削時）

減少するとともに、体積ひずみが 0.01 %増加（膨張）し、同時に間隙水圧が 0.022 MPa（全水頭で 2.2m）低下していることがわかる。ただし、周辺岩盤からはすぐに地下水が供給されるため間隙水圧はすぐに回復している。ベンチ掘削を行う大断面空洞掘削では、掘削解放により逐次岩盤の応力状態が変化するため、ベンチ 1 掘削時とベンチ 2 掘削時で間隙水圧変化に違いが生じたものと考えられる。

また、図-6.2.4 や図-6.2.8, 図-6.2.9 で見られたベンチ 1 よりもベンチ 2 の方が水圧変化量が大きくなっている理由として、圧縮および除荷膨張の関係から裏付けできると言える。すなわち、ベンチ 2 では、掘削時の除荷膨張による間隙水圧低下と同時に掘削表面からの排水による間隙水圧低下が同時に発生する。一方、ベンチ 1 では、掘削時の圧縮変形による間隙水圧上昇と同時に掘削表面からの排水に伴う間隙水圧の減少が生じるため、相対的にベンチ 1 は、ベンチ 2 に比べて間隙水圧変化量が小さくなっていると考えられる。

なお、掘削に伴う全水頭の一時的な変化量は、岩盤の偏差応力もしくは平均有効応力の変化量に比べて小さい。

- ▶ ベンチ 1 側壁掘削時の空洞壁面から 2 m 位置の偏差応力変化量は 0.5 MPa に対して、計測の水圧変化量は 0.02 MPa である。
- ▶ ベンチ 2 側壁掘削時の空洞壁面から 2 m 位置の平均有効応力変化量は 0.15 MPa に対して、計測の水圧変化量は 0.05 MPa である。

したがって、本フィールドにおける間隙水圧の存在が空洞の力学的安定性に与える影響は小さいと考えられる。

6.3. まとめ

本章においては、空洞掘削時に計測された軟岩特有の特徴的な間隙水圧変化について、その要因を掘削解放に伴う岩盤挙動と連成した挙動であると仮定し、三次元弾性水 - 土連成有限要素解析により検討を進めた。

空洞掘削時に計測された間隙水圧変化は、全体的な傾向として掘削の進捗に伴い漸減する傾向を示すが、間隙水圧計設置位置近傍の掘削時には、その掘削作業に伴い、次のような特徴的な変動が認められた。

- i) ベンチ 1 側壁部掘削時には、掘削作業の開始に伴い間隙水圧が一時的に上昇するが、すぐに間隙水圧は減少し始め、掘削終了時には掘削前の間隙水圧よりやや低下し、そ

れ以降はほぼ定常状態となる．間隙水圧の一時的な上昇量は，計測断面に対して掘削位置に近いほど，また掘削壁面に近いほど大きい．

- ii) ベンチ 2 側壁部掘削時には，ベンチ 1 掘削時とは逆に掘削作業の開始に伴い間隙水圧が一時的に低下する．そして，すぐに間隙水圧は回復し始め，掘削終了時には掘削前の間隙水圧よりやや低い状態にまで戻り，それ以降はほぼ定常状態となる．間隙水圧の一時的な低下量は，計測位置が掘削位置に近いほど，また掘削壁面に近いほど大きい．

上記の変化は切羽の進行に伴い応力解放された岩盤挙動が，岩盤内の間隙水圧分布に影響を与えたと仮定し，岩盤と地下水の連成挙動を考慮できる三次元弾性水 - 土連成 FEM 解析によりそのメカニズムを検証した．

その結果，上記の間隙水圧変化を数値解析で再現することができた．そして，計測器近傍の岩盤応力に着目すると，ベンチ 1 側壁掘削時には，岩盤の平均有効応力が増加する傾向にあり，ベンチ 2 側壁掘削時には，平均有効応力が低下する傾向にある．一方，ひずみ径路に着目すると，ベンチ 1 側壁掘削時には，岩盤の体積ひずみは減少（収縮）する傾向にあり，ベンチ 2 側壁掘削時には，増加（膨張）する傾向にある．したがって，ベンチ 1 側壁掘削時には，計測器付近岩盤は圧縮応力が作用する形となり，その結果として間隙水圧が一時的に上昇する．ただし，排水条件となる掘削壁面にも近いため，直後に過剰間隙水圧が消散し定常状態に戻る．一方，ベンチ 2 側壁掘削時には，計測器付近岩盤は掘削除荷に伴って，体積ひずみが増加（膨張）することにより間隙水圧が一時的に低下するが，周辺岩盤からの地下水供給により間隙水圧はすぐに回復し定常状態に戻ったものと考えられる．

上記の間隙水圧変化は軟岩固有の挙動であると言え，より剛性が大きい硬岩の場合では，岩盤の変形と間隙水圧の連成効果の影響が小さくなるため，間隙水圧の一時的変動量はより小さくなると考えられる．また，一連の間隙水圧変化を見ると，空洞壁面近傍は非排水と排水の遷移状態にあると言えるが，空洞壁面近傍の有効応力の変化量に比べて，間隙水圧の変化量はかなり小さいことから，間隙水圧変化が本試験空洞周辺の力学的安定性に与える影響は結果的に少なかったものと考えられる．ただし，軟岩の剛性がより小さい場合，不均質な場合，あるいはより大深度での掘削などでは，今回より空洞掘削時における間隙水圧の変動量が大きくなることが予想され，空洞の力学的安定性に影響を与えることも考えられる．すなわち，空洞掘削に伴い空洞周辺の間隙水圧が一時的に増加するとともに，

有効応力が減少することで壁面近傍の岩盤が破壊状態に近づき、新規亀裂の発生や透水性の増加といった掘削影響領域の発生・拡大につながることも考えられる。したがって、軟岩地盤で空洞を掘削する場合には有効応力で定式化された水 - 土連成解析で空洞の力学的安定性を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 山下 正, 中田充彦, 守友常雄: 試験空洞掘削に伴う間隙水圧挙動の計測事例, 2005 年地下水学会秋季講演会講演要旨, 2005.
- 2) 大津宏康, 大西有三, 亀村勝美: 間隙水と変形・応力の連成を考慮した地盤構造物の設計に関する一考察, 土木学会論文集, No.457/III-21, pp.87-96, 1992.
- 3) 富田敦紀, 蛭名孝仁, 森川誠司, 田部井和人, 岸田 潔, 足立紀尚: 堆積軟岩空洞掘削に伴う空洞周辺岩盤間隙水圧挙動に関する解析的検討, 第 35 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.225-230, 2006.
- 4) 富田敦紀, 高橋一憲, 小川浩司, 横山幸也: 軟岩地盤における円錐孔底ひずみ法の現場適用性に関する一考察, 第 34 回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.267-272, 2005.
- 5) 富田敦紀, 岩見忠輝, 鈴木康正: 余裕深度処分埋施設本格調査のうち試験空洞の支保設計および挙動, 電力土木, No.325, pp.71-75, 2006.
- 6) 富田敦紀, 森川誠司, 田部井和人, 白鷺卓, 蛭名孝仁, 岸田潔, 足立紀尚: 堆積軟岩空洞掘削時の間隙水圧の計測と数値解析的検討, 材料学会誌「材料」, Vol.56, No.9, pp.813-819, 2007.

第7章 堆積軟岩空洞の予測解析手法

軟岩は一般にひずみ軟化挙動，ダイレイタンスー挙動ならびに時間依存性挙動を呈する材料である．放射性廃棄物の処分空洞の長期安定性を議論するうえで重要な時間依存性挙動は，岩のひずみ速度，クリープならびに応力緩和などが挙げられる．これらはそれぞれ個別の挙動ではなく，同一の時間依存性挙動を異なる側面から見たもので，相互に関係する挙動である．これまでひずみ軟化挙動，時間依存性挙動を説明できる種々の構成式が提案されているが，実際の軟岩地山にトンネル・地下空洞の挙動に基づいて適用性を検討した例は少ない．そこで，本章においては，足立・岡によって提案されているひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成モデルに強度，変形特性の拘束圧依存性およびひずみ速度依存性を考慮できるようにし，その適用性について室内試験結果および掘削時挙動と比較して検証した結果について述べる．

7.1. ひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析モデル

7.1.1 材料パラメータの拘束圧，ひずみ速度依存性

試験空洞周辺の対象岩種である軽石凝灰岩について，有効拘束圧，ひずみ速度を変化させた三軸圧縮 CD 試験，有効拘束圧，クリープ載荷応力を変化させた三軸クリープ試験ならびに等方圧密試験を実施した．試験は土木学会「軟岩の調査・試験の指針(案)」に基づき，三軸圧縮 CD 試験は「指針(案) 3.3.3 軟岩の三軸圧縮試験」に準拠し，圧密排水条件下でひずみ速度を 0.001, 0.01, 0.05 %/min の 3 パターン，有効拘束圧を 0.1, 0.5, 1.0, 1.5 MPa の 4 パターンの 12 ケースで，軸ひずみが 15 %に至るまで軸圧縮を継続した．また，上記と同様の仕様で載荷途中に軸ひずみが 10 %および 12 %に到達した時点で，軸差応力 0 MPa までの除荷および再載荷をする試験も実施し，計 24 ケースの試験を実施した．三軸圧縮 CD クリープ試験は「指針(案) 3.3.6 軟岩の三軸圧縮クリープ試験」に準拠し，圧密排水条件下で有効拘束圧を 0.5, 1.0 MPa として，クリープ応力は三軸圧縮試験の軸差強度の 70, 80, 90 %の 6 ケースを実施した．なお，クリープ試験の載荷日数は 30 日とした．

その試験結果から算定した材料パラメータのうち，せん断弾性係数 G ，ひずみ硬化パラメータ G' には，拘束圧依存性およびひずみ速度依存性が認められた．また， M_f^* には，拘束圧依存性が認められた．図-7.1.1～図-7.1.3 に三軸圧縮試験結果から求めた上記材料パラメータの整理結果を示す．図中の σ_3 は試験時の拘束圧（圧密圧力）， $\dot{\epsilon}_{11}$ は試験時のひずみ速度で， p_0 は基準拘束圧: 0.1 MPa， $\dot{\epsilon}_{110}$ は基準ひずみ速度: 0.01 %/min である．なお，

試験結果から算定した材料パラメータの設定については、参考-1 に示す。

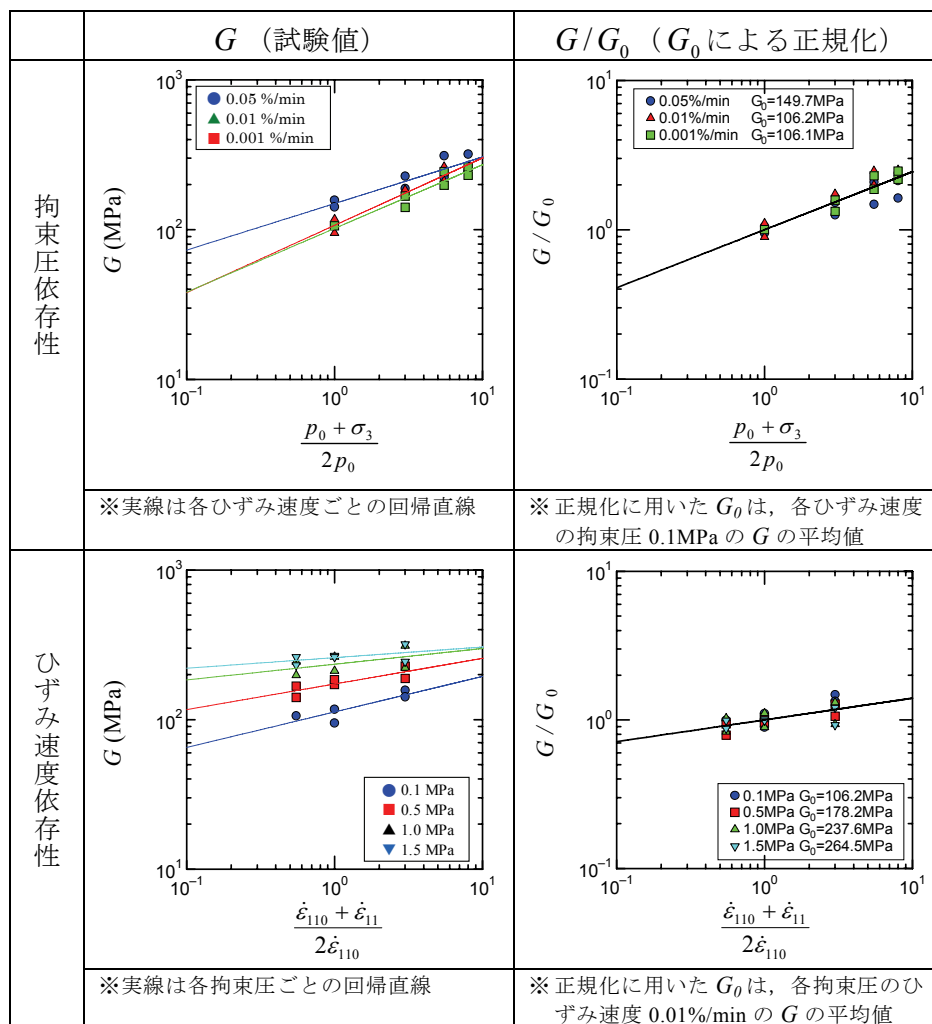


図-7.1.1 せん断弾性係数 (G) の拘束圧・ひずみ速度依存性

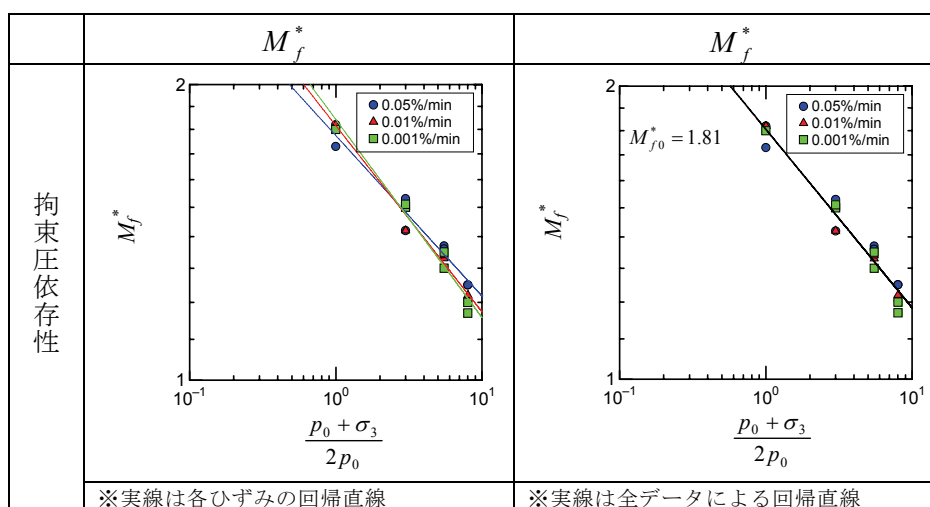


図-7.1.2 ひずみ硬化パラメータ (M_f^*) の拘束圧依存性

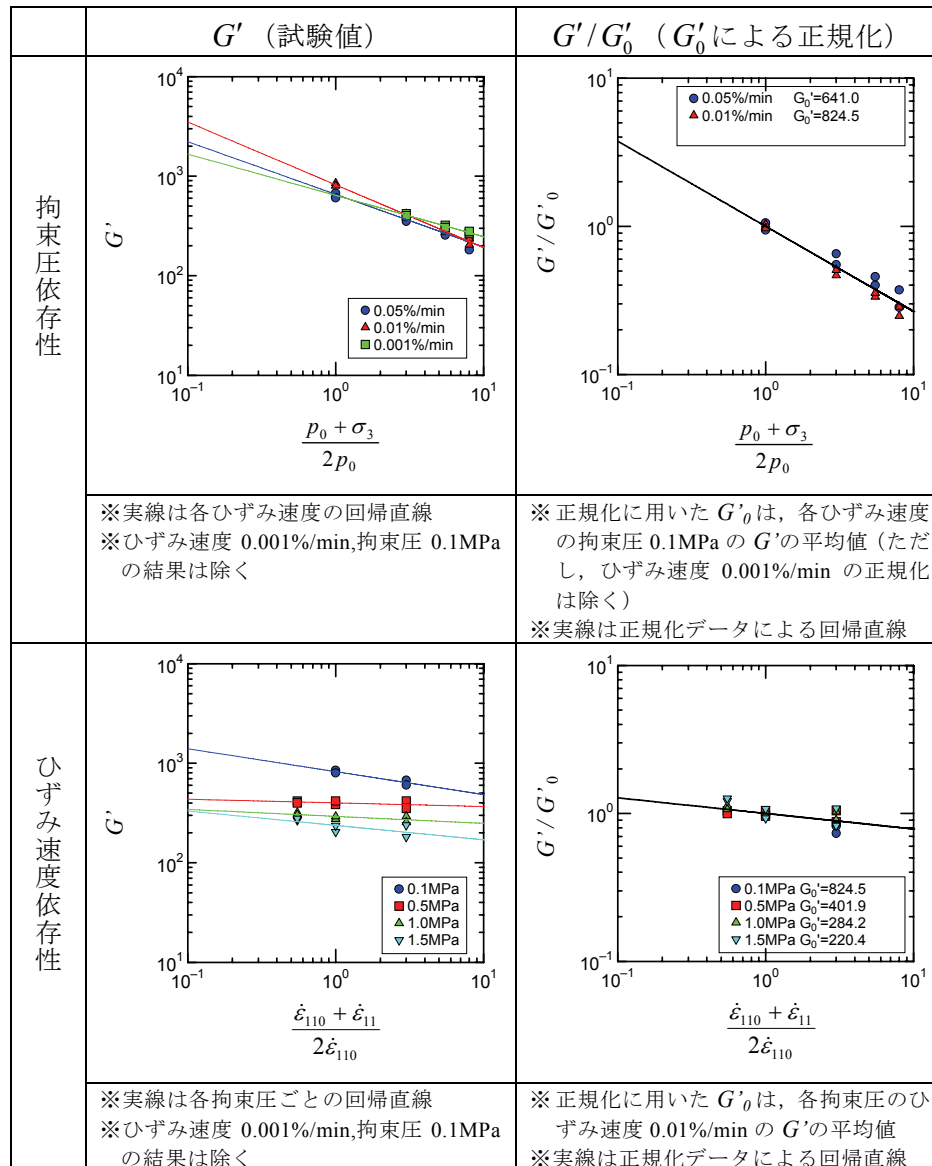


図-7.1.3 ひずみ硬化パラメータ (G') の拘束圧・ひずみ速度依存性

参考 - 1：試験結果に基づく材料パラメータの設定

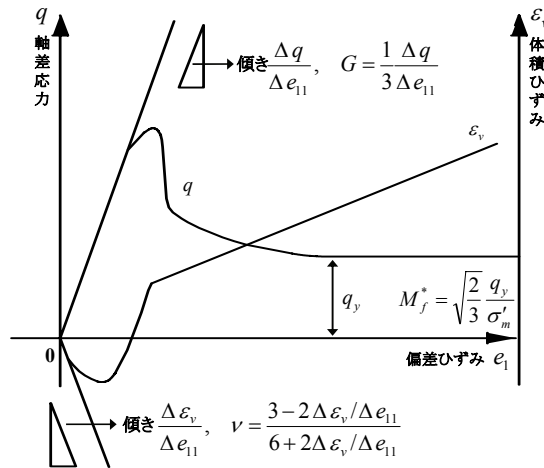
① せん断弾性係数 (G), ポアソン比 (ν)

せん断弾性係数 G , ポアソン比 ν は三軸圧縮試験結果から下記の式により設定した.
設定の概要を下図に示す.

$$G = \frac{\Delta q}{3 \Delta e_{11}}, \quad \nu = \frac{3 - 2 \Delta \varepsilon_v / \Delta e_{11}}{6 + 2 \Delta \varepsilon_v / \Delta e_{11}}$$

$$e_{11} = \varepsilon_{11} - \varepsilon_v / 3, \quad \varepsilon_v = \varepsilon_{11} + 2 \varepsilon_{33}, \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

ここで, e_{11} は偏差ひずみ, ε_{11} は軸ひずみおよび ε_v は体積ひずみである. また, q は軸差応力, σ'_1 は軸方向応力, σ'_3 は拘束圧 (圧密圧力) である. 傾き $\Delta q / \Delta e_{11}$, $\Delta \varepsilon_v / \Delta e_{11}$ は, 偏差ひずみ e_{11} が 0.1 % レベルの初期接線勾配で設定した.



〔せん断弾性係数およびポアソン比設定の概要〕

ポアソン比 ν は, 上記で算定した負の値を除いた全供試体の平均値とした.

ひずみ速度	ポアソン比			
	0.1 MPa	0.5 MPa	1.0 MPa	1.5 MPa
0.05%/min	0.026	0.118	0.184	0.191
	0.261	0.267	0.241	0.260
0.01%/min	0.082	0.038	0.103	0.039
	0.328	0.217	0.244	0.178
0.001%/min	0.196	-0.081	0.041	0.076
	—	0.315	0.059	0.254
全平均値				0.17

② ひずみ硬化パラメータ (G' , M_f^*)

G' は残留状態における応力比 $\eta^* \sim \gamma_p$ の初期接線勾配である. ここでは, 三軸圧縮試験の残留状態で繰返し除荷・載荷 (2 回) した時の軸差応力-軸差ひずみ関係の初期接線勾配として設定した.

M_f^* は残留状態の η^* の値であり，下記式より算定した．

$$M_f^* = \frac{\sqrt{2J_2}}{\sigma'_m}, \quad \sqrt{2J_2} = \sqrt{\frac{2}{3}}(\sigma'_1 - \sigma'_3), \quad \sigma'_m = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)$$

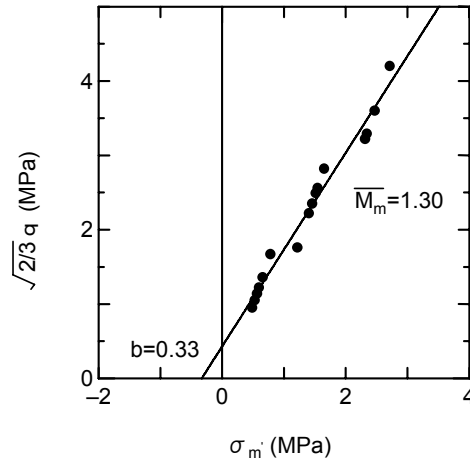
ここで， σ'_1 と σ'_3 は残留時の主応力

③ 塑性ポテンシャルパラメータ (σ_{mb})

塑性ポテンシャルパラメータは，等方圧密試験の圧密降伏応力とし $\sigma_{mb} = 6.4 \text{ MPa}$ とした．

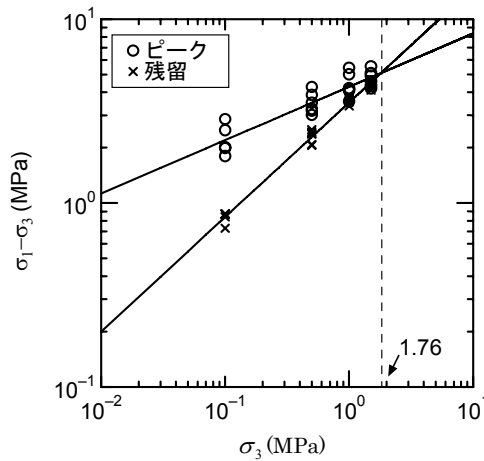
④ 塑性ポテンシャルパラメータ (b) と過圧密境界パラメータ (\bar{M}_m)

塑性ポテンシャルパラメータ b と過圧密境界パラメータ \bar{M}_m は，異なる拘束圧条件の三軸圧縮試験で得られる最大体積圧縮ひずみが発生するときの応力比 $\bar{\eta}$ と平均主応力の関係から設定した．



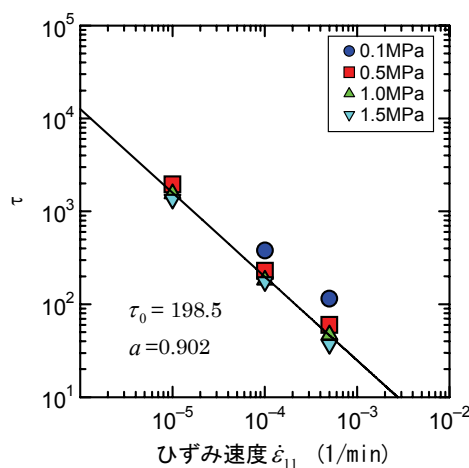
⑤ 先行履歴応力 (p_b)

先行履歴応力は先行圧密応力相当の変曲点であり，三軸圧縮試験で得られるピーク強度と残留強度が交差する拘束圧 ($p_b = 1.76$) として設定した．



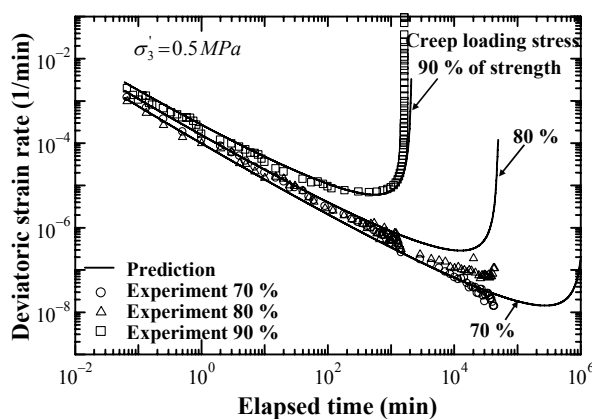
⑥ 応力履歴パラメータ (τ) とひずみ速度パラメータ (a)

応力履歴パラメータ (τ) は，三軸圧縮 CD 試験のシミュレーションにより，ピーク強度が試験結果と一致するように各ひずみ速度に対する偏差応力～偏差ひずみ曲線をフィッティングできるように設定し，基準ひずみ速度 0.01 %/min の応力履歴パラメータ τ_0 を 198.5 min，ひずみ速度依存パラメータ a を 0.902 とした。



⑦ 遷移クリープパラメータ (C)

三軸クリープ試験のシミュレーションにより，両対数軸のひずみ速度とクリープ時間の遷移クリープ状態（1次クリープ状態）の勾配をカーブフィッティングできる最適値として $C = 0.04$ を設定した。



三軸 CD クリープ試験のシミュレーション結果 ($C = 0.04$)

7.1.2 拘束圧，ひずみ速度依存性の関数の導入

7.1.1 項で示したとおり，変形特性および強度特性に拘束圧依存性およびひずみ速度依存性が認められた．従来のモデルは，拘束圧ごとに材料パラメータを設定することで，軟岩の特徴的な力学挙動をほとんど考慮できる構成式となっているが，各拘束圧ごとに材料パラメータが設定されることから，唯一のパラメータで，他の拘束圧の試験結果を再現できないという問題がある．多段ベンチカットなどによる大断面空洞の掘削問題を取り扱うためには，逐次掘削解放に伴う周辺岩盤の応力が変化することから，拘束圧変化に応じて連続的に変化する材料パラメータとすることが望ましい．

従来モデルのひずみ速度効果に関しては，瞬間のひずみ速さのみではなく，その状態に至るまでの平均ひずみ速さに依存すると考え，時間速度の関数を第1章 1.5 節 式(1-21)で示したように下記のように定義している．

$$dz = \left[C \frac{\bar{F}}{\bar{F}_0} + (1 - C) \frac{F}{F_0} \right]^a dt \quad (7-1)$$

$$F = \hat{F}(I_1, I_2), \quad I_1 = \dot{\epsilon}_{kk}, \quad I_2 = \sqrt{\dot{\epsilon}_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}}, \quad \bar{\epsilon}_{ij} = \int \dot{\epsilon}_{ij} dt, \quad \bar{\epsilon}_{ij} = \bar{\epsilon}_{ij} / \bar{t}$$

$$\bar{F} = \hat{F}(\bar{I}_1, \bar{I}_2), \quad \bar{I}_1 = \bar{\epsilon}_{kk}, \quad \bar{I}_2 = \sqrt{\bar{\epsilon}_{ij} \bar{\epsilon}_{ij}}, \quad \bar{\epsilon}_{ij} = \int \dot{\epsilon}_{ij} dt, \quad \bar{\epsilon}_{ij} = \bar{\epsilon}_{ij} / \bar{t}$$

ここで， dz は時間測度増分， dt は実時間増分， I_1, I_2 はひずみ測度テンソルの1次, 2次不変量， $\dot{\epsilon}_{ij}$ はひずみ速度テンソル， $\dot{\epsilon}_{ij}$ はひずみ速度テンソルの偏差成分， $\bar{\epsilon}_{ij}$ および \bar{t} はそれぞれせん断開始からの総ひずみおよび総時間， \bar{F}_0, F_0 は \bar{F}, F の基準不変量である． a, C は，時間依存性パラメータで，それぞれひずみ速度パラメータ，遷移クリープパラメータである．この新しい時間速度を用いて，応力履歴のひずみ速度効果に関して，時間依存性を表すひずみ速度パラメータ a により，ピーク強度のひずみ速度効果を表現している．この材料パラメータ a はクリープ破壊時間にも影響する．そして足立・岡らは，上記式(7-1)を導入することにより，大谷石の室内試験結果に基づき，応力履歴の時間依存性挙動が再現できることを検証している．強度特性のひずみ速度依存性は考慮されているものの，ひずみ速度の変化に伴う剛性変化，すなわち変形特性のひずみ速度依存性は考慮されていない．

そこで，本研究では，三軸圧縮 CD 試験で拘束圧依存およびひずみ速度依存が認められ

たせん断弾性係数 G ，ひずみ硬化 - 軟化パラメータ M_f^* ， G' に拘束圧依存性およびひずみ測度依存性を考慮する次式の間関を導入することを試みた．

$$G' = G'_0 \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{-S} \left(\frac{F_0 + F}{2F_0} \right)^{\theta_1} \quad (7-2)$$

$$M_f^* = M_{f_0}^* \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{-\xi} \quad (7-3)$$

$$G = G_0 \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{\beta} \left(\frac{F_0 + F}{2F_0} \right)^{\theta_2} \quad \text{if } \sigma_3 \leq p_b \quad (7-4-a)$$

$$G = G_0 \left(\frac{p_0 + p_b}{2p_0} \right)^{\beta} \left(\frac{F_0 + F}{2F_0} \right)^{\theta_2} \quad \text{if } \sigma_3 > p_b \quad (7-4-b)$$

ここで， p_b は先行履歴応力， p_0 は基準拘束圧， G'_0, G_0 は基準拘束圧 p_0 および基準ひずみ測度 F_0 における G' および G の値である． $M_{f_0}^*$ は基準拘束圧 p_0 における M_f^* の値である． σ_3 は最小主応力（拘束圧）である． S, ξ, β は拘束圧依存性に関するパラメータで， θ_1, θ_2 はひずみ速度依存性に関するパラメータである．

軸対称三軸状態下におけるひずみ測度関数 $F = F(\dot{\epsilon}_{11}) \cong F(I_1, I_2)$ は次のとおり誘導される．軸ひずみ ϵ_{11} は偏差ひずみ e_{11} と体積ひずみ ϵ_v より，

$$\epsilon_{11} = e_{11} + \frac{1}{3} \epsilon_v \quad (7-5)$$

軸ひずみ速度は，

$$\dot{\epsilon}_{11} = \dot{e}_{11} + \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_v \quad (7-6)$$

偏差ひずみは $e_{11} + e_{22} + e_{33} = 0$ であり，軸対称三軸状態下では $e_{22} = e_{33}$ であることから， $e_{11} + 2e_{33} = 0$ となり， $e_{33} = -\frac{1}{2}e_{11}$ となる．

$F(I_1, I_2)$ の 2 次不変量 I_2 は，上記の関係から下記のとおり表される．

$$I_2 = \sqrt{\frac{1}{2}(\dot{e}_{11}^2 + \dot{e}_{22}^2 + \dot{e}_{33}^2)} = \sqrt{\frac{1}{2}(\dot{e}_{11}^2 + 2\dot{e}_{33}^2)} = \sqrt{\frac{1}{2}\left(\dot{e}_{11}^2 + 2\left(-\frac{1}{2}\dot{e}_{11}\right)^2\right)} = \frac{\sqrt{3}}{2} |\dot{e}_{11}| \quad (7-7)$$

$$F \text{ したがって, } \dot{\epsilon}_{11} = \frac{2}{\sqrt{3}} I_2 \quad (7-8)$$

また、体積ひずみ ϵ_v は $\epsilon_{11} + \epsilon_{22} + \epsilon_{33} = \epsilon_{kk}$ であり、その体積ひずみ速度は

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_{kk} = I_1 \quad (7-9)$$

であることから、1 次不変量 I_1 と等価である。

したがって、上記からひずみ測度効果を表す時間測度関数は下記のとおりとなる。

$$\begin{aligned} F(\dot{\epsilon}_{11}) &= F\left(\dot{\epsilon}_{11} + \frac{1}{3} \dot{\epsilon}_v\right) \\ &= F\left(\frac{2}{\sqrt{3}} I_2 + \frac{1}{3} I_1\right) \cong F(I_1, I_2) \end{aligned} \quad (7-7)$$

なお、本研究でのシミュレーション解析におけるひずみ測度関数 $F(I_1, I_2)$ については、最初の試みであることから、簡略化のために 1 次不変量 I_1 を省略し $F = F(I_2)$ により計算を行った。 I_1 は圧密時間などにも関係することから、解析の信頼性を向上させるためには、 F について今後さらに検討していくべき課題である。

図-7.1.4 には、上記式 (7-2)、(7-3) ならびに (7-4) の概念図を示す。ここで、 $\dot{\epsilon}_{11}$ は三軸圧縮 CD 試験時のひずみ速度、 $\dot{\epsilon}_{110}$ は基準ひずみ速度である。

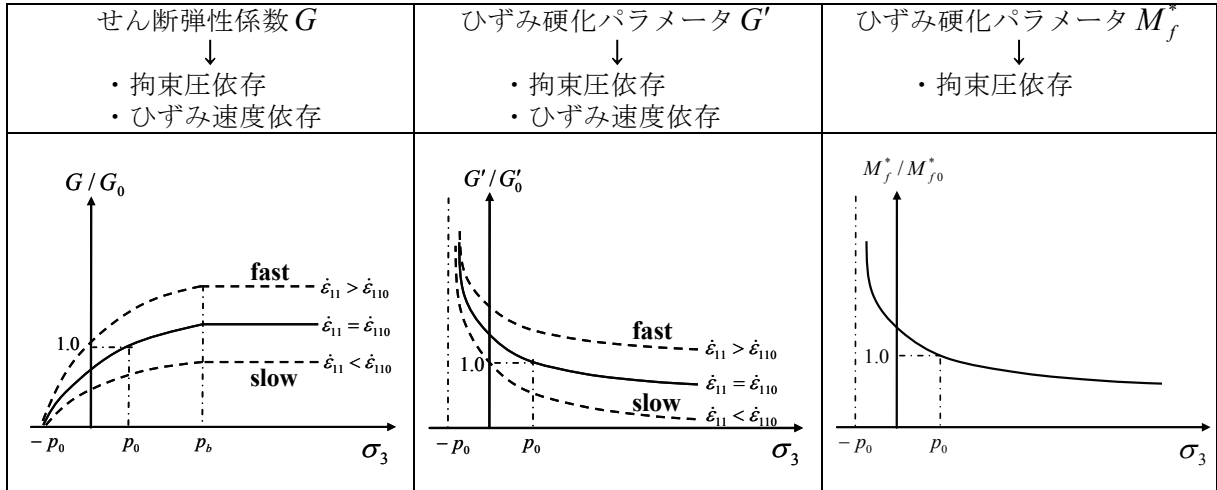


図-7.1.4 式 (7-2)、(7-3)、(7-4) の概念図

7.1.3 室内試験結果のシミュレーション解析

(1) 試験結果に基づき設定した材料パラメータのシミュレーション解析

基準拘束圧 p_0 を 0.1 MPa, 基準ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{110}$ を 0.01 %/min とし、試験結果に基づき設定した材料パラメータ（表-7.1.1）で三軸圧縮試験をシミュレーション解析した結果の一例を図-7.1.5 に示す。三軸圧縮 CD 試験の応力-ひずみ曲線は、ピーク強度到達後に緩やかな軟化過程を示すが、シミュレーションではその再現性が低い。軟化過程の再現性が低い原因は、ひずみ軟化過程を表すひずみ硬化パラメータ G' である。また、各拘束圧におけるピーク強度の再現性（拘束圧依存性）が低い。ピーク強度の再現性が低い原因は、応力履歴を表す τ , a ならびに拘束圧依存性パラメータの S , ξ , β である。そこで再現性の低いパラメータをパラメータスタディにより設定することとした。

表-7.1.1 試験結果に基づき設定した材料パラメータ

	材料パラメータ	記号	単位	設定に必要な試験	試験結果から設定したパラメータ
1	基準拘束圧	p_0	MPa	三軸圧縮CD試験	0.1
2	基準ひずみ速度	$\dot{\epsilon}_{110}$	%/min	三軸圧縮CD試験	0.01
3	せん断弾性係数	G_0	MPa	三軸圧縮CD試験	120
4	ポアソン比	ν	—	三軸圧縮CD試験	0.17
5	ひずみ硬化パラメータ	G'_0	—	三軸圧縮CD試験	824.5
6	ひずみ硬化パラメータ	M'_{f0}	—	三軸圧縮CD試験	1.81
7	塑性ポテンシャルパラメータ	σ_{mb}	MPa	等方圧密試験	6.40
8	塑性ポテンシャルパラメータ	b	MPa	三軸圧縮CD試験	0.33
9	過圧密境界パラメータ	\overline{M}_m	—	三軸圧縮CD試験	1.30
10	先行履歴応力	p_b	MPa	三軸圧縮CD試験	1.76
11	G' の拘束圧依存パラメータ	S	—	三軸圧縮CD試験	0.575
12	M'_f の拘束圧依存パラメータ	ξ	—	三軸圧縮CD試験	0.183
13	G の拘束圧依存パラメータ	β	—	三軸圧縮CD試験	0.388
14	応力履歴パラメータ	τ_0	min	三軸圧縮CD試験	198.5
15	τ のひずみ速度依存パラメータ	a	—	三軸圧縮CD試験	0.902
16	遷移クリープパラメータ	C	—	三軸CDクリープ試験	0.04
17	G のひずみ速度依存パラメータ	θ_2	—	三軸圧縮CD試験	0.147
18	G' のひずみ速度依存パラメータ	θ_1	—	三軸圧縮CD試験	0

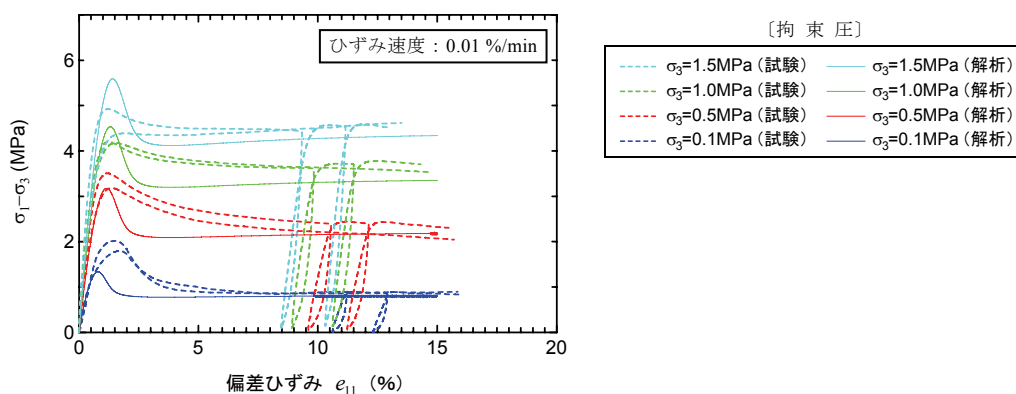


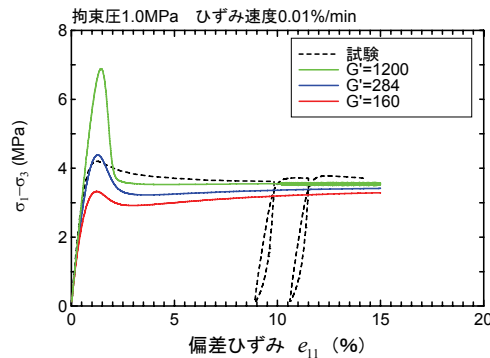
図-7.1.5 試験結果に基づく材料パラメータによるシミュレーション解析結果

(2) 材料パラメータのパラメータスタディ

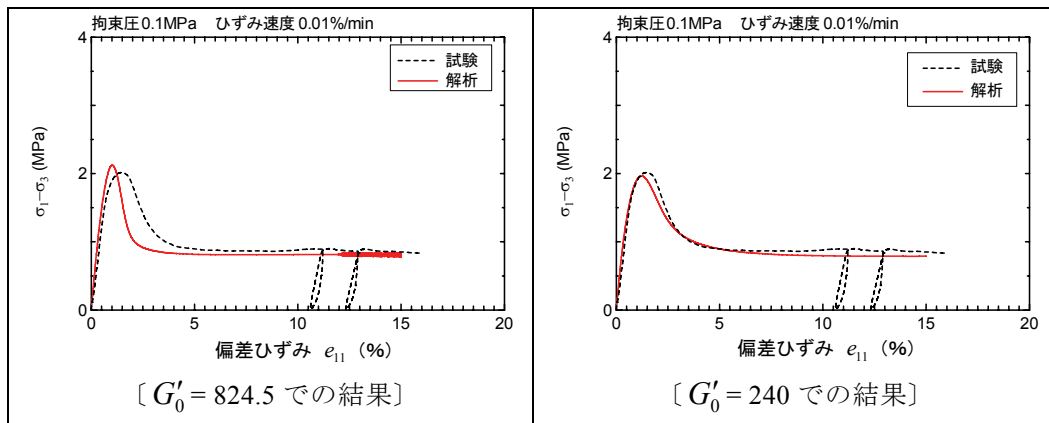
上記より三軸圧縮試験の再現性が低い材料パラメータは、ピーク強度後の軟化過程を表現するひずみ硬化パラメータ G' および応力履歴を表現する τ , a と拘束圧依存性パラメータの S , ξ , β である。このため、下記手順でパラメータスタディを実施した。

① ひずみ軟化過程を表す G' のパラメータスタディ

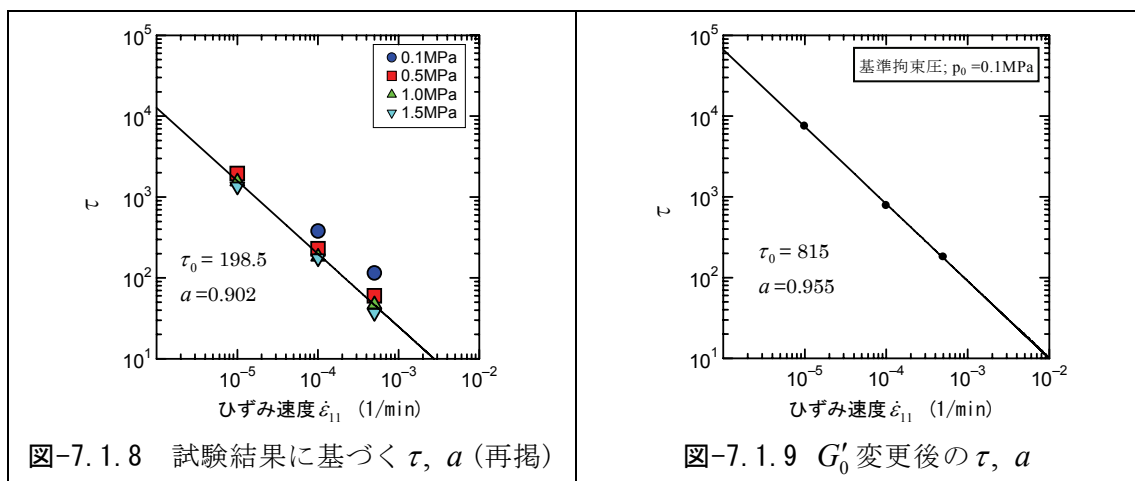
図-7.1.6 に示すとおり緩やかな軟化過程の再現に影響が大きいパラメータは G' であり、 G' を小さくすることにより軟化過程が緩やかになる。

図-7.1.6 軟化過程の G' の影響

そこで、基準拘束圧 0.1MPa, 基準ひずみ速度 0.01%/min のケースについて、パラメータスタディを実施した結果、 $G'_0=240$ とすることで試験結果の再現性が高くなる(図-7.1.7)。

図-7.1.7 ひずみ硬化パラメータ G' のパラメータスタディ② 応力履歴パラメータ τ , a と拘束圧依存性パラメータ S , ξ , β

ひずみ硬化パラメータ G'_0 を変更したことから、応力履歴を表現する τ , a を基準拘束圧 0.1 MPa の各ひずみ速度に対するピーク強度が試験結果と一致するようにシミュレーションにより再設定した。その結果は図-7.1.9に示すとおりであり、基準ひずみ速度 0.01 %/min に対する τ_0 を 815 min, そのひずみ速度依存パラメータ a を 0.955 とした。



再設定したひずみ硬化パラメータ G'_0 および τ_0 , a を用いて、偏差応力－偏差ひずみ曲線が、試験結果と一致するように拘束圧依存パラメータ (S , ξ , β) をパラメータスタディにより再設定した。シミュレーションにより再設定した設定パラメータを表-7.1.2 に示す。

表-7.1.2 設定した材料パラメータ

	材料パラメータ	記号	単位	設定 パラメータ
1	基準拘束圧	p_0	MPa	0.1
2	基準ひずみ速度	$\dot{\epsilon}_{110}$	%/min	0.01
3	せん断弾性係数	G_0	MPa	120.0
4	ポアソン比	ν	—	0.17
5	ひずみ硬化パラメータ	G'_0	—	240.0
6	ひずみ硬化パラメータ	M_{f0}^*	—	1.81
7	塑性ポテンシャルパラメータ	σ_{mb}	MPa	6.40
8	塑性ポテンシャルパラメータ	b	MPa	0.33
9	過圧密境界パラメータ	\bar{M}_m	—	1.30
10	先行履歴応力	p_b	MPa	1.76
11	G' の拘束圧依存パラメータ	S	—	1.05
12	M_f' の拘束圧依存パラメータ	ξ	—	0.11
13	G の拘束圧依存パラメータ	β	—	0.70
14	応力履歴パラメータ	τ_0	min	815
15	τ のひずみ速度依存パラメータ	a	—	0.959
16	遷移クリープパラメータ	C	—	0.04
17	G のひずみ速度依存パラメータ	θ_2	—	0.147
18	G' のひずみ速度依存パラメータ	θ_1	—	0

※ : パラメータスタディにより再設定したパラメータ

(3) 設定パラメータによるシミュレーション解析結果

上記で設定した材料パラメータによる三軸圧縮 CD 試験のシミュレーション解析結果と試験結果を図-7.1.10 に示す。なお、参考-2 には、全ての試験ケースとシミュレーション解析の結果を示す。

軸差強度－偏差ひずみの関係は、ピーク強度、残留強度ならびに軟化過程をシミュレー

トできていると判断される。体積ひずみ－偏差ひずみの関係は、高拘束圧 ($\sigma_3 \geq 1.0$ MPa) の再現性は高い。一方、低拘束圧 ($\sigma_3 \leq 0.5$ MPa) では、偏差ひずみ 3 % までの範囲の再現性は高いが、残留応力時に過大な体積膨張が生じている。これは構成モデルにおいて、過圧密境界面の変化を考慮していないことが考えられる。足立・岡ら⁹⁾は、過圧密境界面の変化を考慮することにより、残留応力時の過大な体積膨張が軽減されるとしている。ただし、空洞掘削時の変位計測結果では、岩盤内ひずみは 1.0 % 程度であり、低拘束圧下の体積ひずみの過大評価が、空洞掘削問題を取り扱ううえで大きく影響することはないと考えられる。

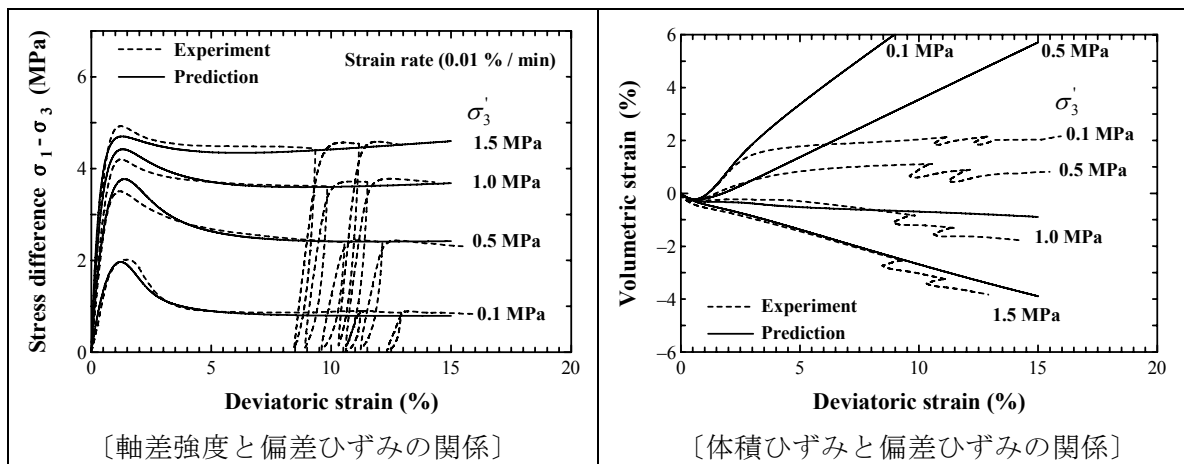


図-7.1.10 三軸圧縮 CD 試験のシミュレーション結果

図-7.1.11 に三軸圧縮クリープ試験とシミュレーション解析結果の比較を示す。三軸圧縮クリープ試験は、試験日数を 30 日としたため、载荷応力 90 % の試験では、クリープ破壊しているが、载荷応力 70 %, 80 % ではクリープ破壊していない。ただし、载荷応力 80 % の結果には、加速クリープの兆候が認められ、クリープ破壊前の状態であると判断される。解析結果は、試験で得られたクリープ挙動を再現できていると判断される。

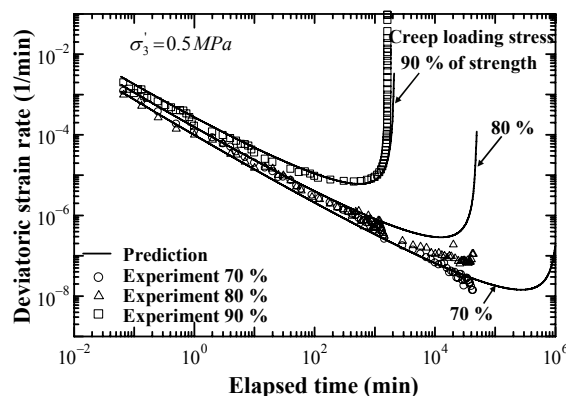
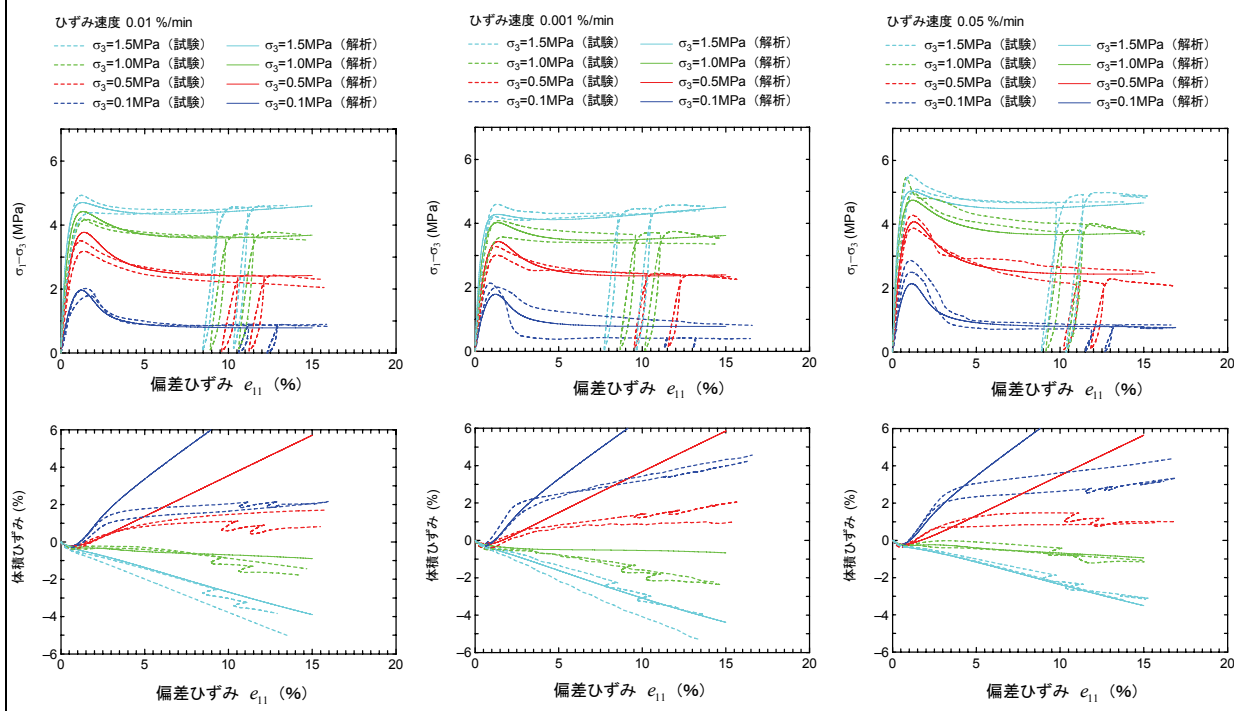


図-7.1.11 三軸 CD クリープ試験のシミュレーション結果（再掲）

〔参考-2〕



7.2. 堆積軟岩空洞掘削問題への適用

試験空洞の掘削問題の解析には、足立・岡によるひずみ軟化型弾粘塑性構成式が導入されている二次元水-土連成有限要素解析プログラムを用いた。本プログラムの飽和地盤の粒子構造骨格と粒子間の間隙水との相互作用を表す支配方程式としては、Biot の式を用いている。空間離散化には有限要素法を適用し、時間離散化には後退差分法による差分近似を適用した。ひずみ軟化型弾粘塑性水-土連成有限要素解析の定式化については付録-1 に示す。

7.2.1 解析条件

(1) 解析領域と境界条件

トンネル・空洞解析に有限要素法を適用する場合に、その解析の対象とする領域は、解析目的に応じてトンネルの水平方向および鉛直方向に十分な範囲を設定する必要がある。NATM 設計施工指針では、「側方領域はトンネル側壁面からトンネル外径の 4～5 倍程度、下方領域はトンネル底面からトンネル外径の 2～3 倍程度」としている。ただし、この指針は全応力解析を対象としたものである。水-土連成解析では、間隙水の移動による変形

と応力の連成問題を取り扱うことから、解析領域の違いによる間隙水圧分布に影響のない範囲を解析領域とする必要がある。そこで、解析領域の違いが間隙水圧分布にどのような影響を与えるか、予備解析によって検討した。予備解析の解析対象領域は 図-7.2.1 に示す 2 ケースである。水平方向は空洞中心から 250 m の範囲 (13D 相当, D: 空洞幅), 空洞上方方向は土被り相当の 100 m とし, 空洞下方方向は, 空洞底面から 100 m (6D 相当) と 200m (11D 相当) の 2 ケースである。水理境界条件および地盤の透水性は, 下端部: 非排水, 側方端部: 排水 (静水圧分布) ならびに上端部: 排水とし, 空洞掘削面は, 排水状態として圧力水頭をゼロとし, 岩盤は解析領域内で一様な透水性 (3.0×10^{-8} m/s) とした。

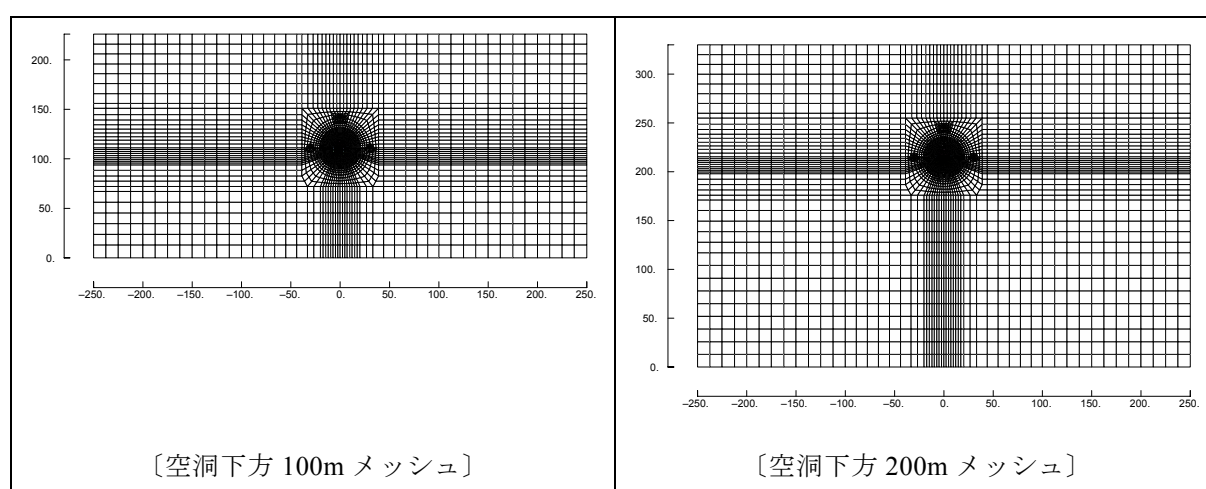


図-7.2.1 予備解析検討の解析領域

予備解析結果は 図-7.2.2 に示すとおりである。解析領域全体の間隙水圧分布は, 空洞下方 100m メッシュの下端部では, 空洞下方 200m メッシュの結果と比較すると差異が認められる。これはメッシュ下端の水理境界の影響によるものと推定される。一方, 空洞周辺部においては, 両ケースに大きな違いは認められない。また, 空洞周辺岩盤の変位も両ケースで差異は認められなかった。したがって, 解析領域として, 側方領域は空洞側壁面から空洞径の 13 倍以上, 下方領域は空洞底面から空洞径の 6 倍以上確保することとした。

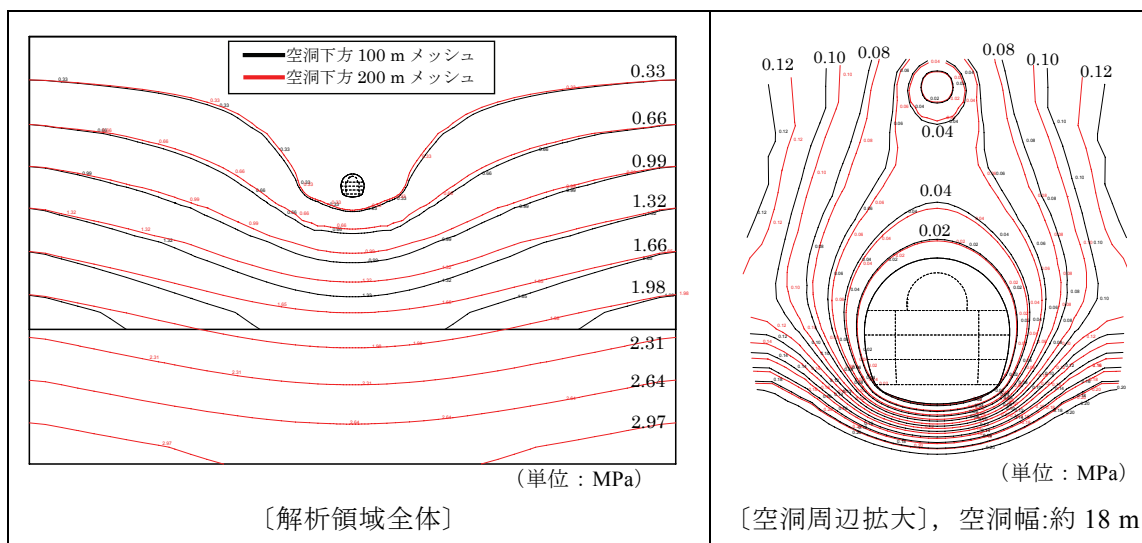


図-7.2.2 空洞掘削完了時の間隙水圧分布

本検討での解析メッシュは、図-7.2.3 に示すとおりであり、予備解析の結果から、水理境界の影響を小さくするために、水平方向領域は空洞径の 13 倍以上、鉛直下方領域は空洞径の 6 倍以上確保し、空洞周辺（空洞壁面から 8m の範囲）のメッシュ幅は 0.5m 間隔とした（要素数：4,658，節点数：4,821）。変位境界条件は、上端部はフリー，下端部は固定境界ならびに側方端部は鉛直ローラーとした。

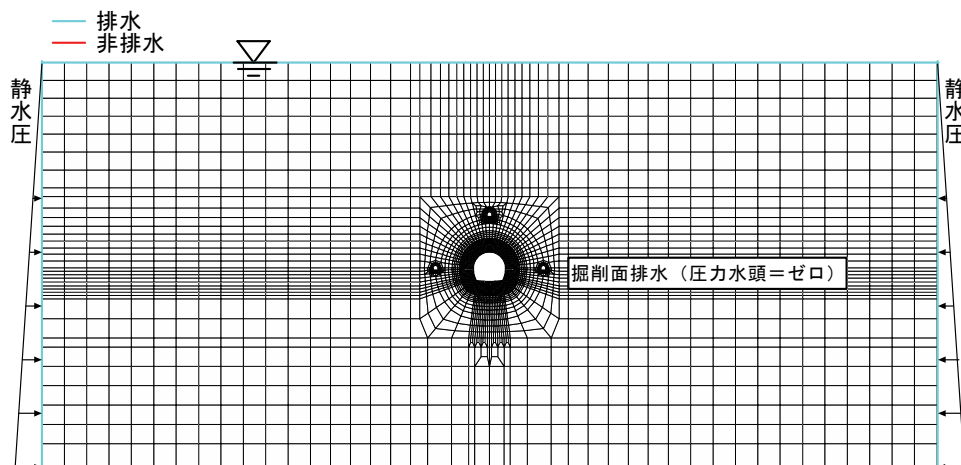
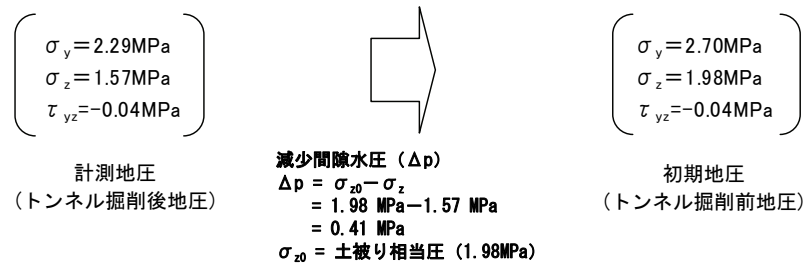


図-7.2.3 解析領域と水理境界条件

(2) 解析物性値

初期応力条件および支保工物性値は表-7.2.1 に示すとおりである。地下空洞の掘削解析における最も確実な初期地圧の推定方法は、空洞掘削位置近傍で直接地圧を計測することと考えられるが、堆積軟岩では地圧計測結果に周辺トンネルなどの掘削に伴う間隙水圧低下の影響が含まれる。特に、間隙水圧低下前の岩盤応力状態を初期応力として解析を実

施する場合には、計測地圧を補正することが必要となる．アプローチトンネル掘削前に実施した地下水調査では、ほぼ地表面に地下水があったことから、アプローチトンネル掘削により減少した間隙水圧: 0.41 MPa を補正することとした．そこで、解析での初期応力は、埋設ひずみ法により求めた初期地圧（アプローチトンネル掘削後に計測）に対して、土被り相当圧に基づく減少間隙水圧分を鉛直・水平両方向に加えて設定した．



支保工要素のモデルについては、吹付コンクリートは曲げモーメントを負担せず、軸力のみを負担する部材としてトラス要素を、鋼製支保工は曲げモーメント、軸力を負担する部材としてビーム要素とした．なお、ロックボルト工については、連続体解析において作用効果が十分に反映されないと考えモデル化をしていない．吹付コンクリートの弾性係数は、吹付コンクリートの品質管理結果から、若材令弾性係数は 24 時間強度に基づく弾性係数とし、硬化時弾性係数は 28 日後の弾性係数とした．解析では、当該ベンチ掘削時には若材令弾性係数を、そして次ベンチ掘削時にその当該ベンチの弾性係数を硬化時のものを適用した．材料パラメータは、表-7.1.2 に示したとおりである．

地盤の透水係数は 図-7.2.4 に示すとおりであり、各地層ごとにモデル化し、その透水係数は各地層の平均透水係数とした．

表-7.2.1 初期応力条件および支保工物性値

項 目		単位		
初期応力	水平方向応力	MPa	2.70	
	鉛直方向応力	MPa	1.98	
	せん断	MPa	-0.04	
項 目		単位	導坑	空洞
吹付コンクリート	吹付厚	t	mm	300
	設計基準強度	f _{ck}	MPa	18
	単位体積重量	γ	kN/m ³	23
	弾性係数	若材令	Ec	18,200
		硬化時	Ec	24,200
	断面積		m ²	0.097
	断面二次モーメント		m ⁴	1.08 × 10 ⁻⁶
鋼製支保工	使用鋼材		H-125	H-250
	規格		SS400	SS540
	降伏点	f _{yk}	MPa	245
	建込み間隔		mm	etc 1,200
	断面積	A _s	m ²	9.22 × 10 ⁻³
	重量(m当り)	g	kN/m	0.71
	断面二次モーメント	I _s	m ⁴	8.47 × 10 ⁻⁶
	弾性係数	E _s	MPa	200,000

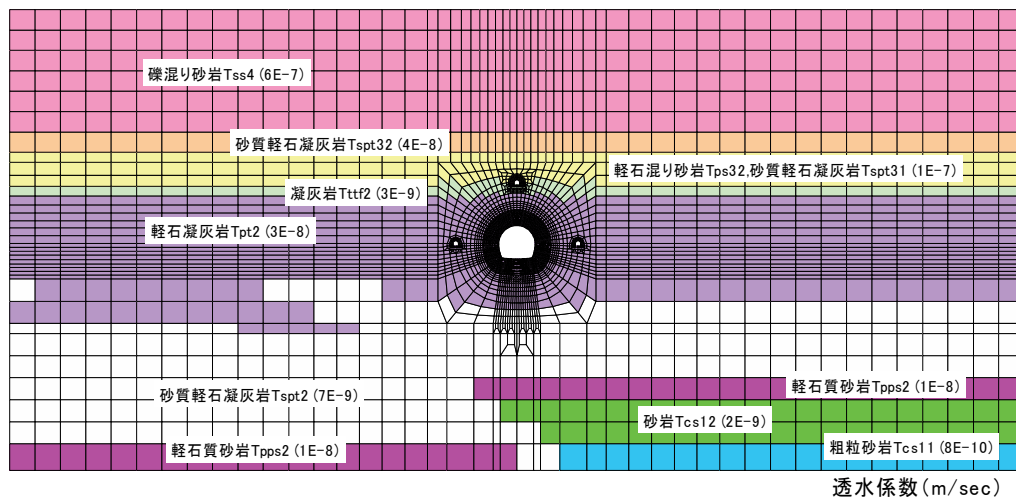


図-7.2.4 地盤の透水係数

(3) 解析ステップと掘削解放率

表-7.2.2 に、解析ステップおよび各掘削ステップにおける掘削解放率を示す。

解析におけるステップ割りは施工実績に基づき設定した。また、掘削解放率は第2章2.6節で示した試験空洞掘削時の計測データをもとに同定した結果を用いており、掘削時の岩盤変位計測結果の先行変位率を地圧の掘削解放率と定義して掘削ベンチごとの切羽距離（計測断面と切羽の距離）と変位発生率（各切羽距離での変位と最終変位の比率）の関係を三次元弾性解析による変位発生率と比較して設定した¹²⁾。解析の刻み時間(Δt)は、掘削解放力が作用するステップでは、その解析時間の100分割時間($\Delta t = \text{解析時間} / 100$)とし、掘削時の放置期間は $\Delta t = 100$ min、掘削完了後の放置期間（50年間）は非常に長期間となり、計算時間が増大するため、 $\Delta t_{i+1} = 1.01 \times \Delta t_i$ として刻み時間を徐々に増加させた。

7.2.2 解析結果

(1) 岩盤変位

図-7.2.5 に空洞掘削終了後の岩盤内変位分布と壁面変位の経時変化について、計測値と解析値の比較を示す。

空洞掘削後の岩盤内変位の分布は、解析値と計測値で概ね一致しているが、解析値の方が計測よりも大きめの変位が発生している。

壁面変位の経時変化については、アーチ天端部（01 測線）の岩盤変位は、アーチ切掘り完了後に解析では約8 mm程度の変位発生が認められ、ベンチ掘削の過程で減少する傾

向にある。この変位が減少する挙動は、側壁部の変位発生により空洞の天端部が押し上げられたものと考えられる。側壁部（07, 09 測線）の変位は、ベンチ2 中央部の掘削まで計測値と比較的よく一致しているが、ベンチ2 側壁部掘削後に5 mm 程度増加し、その後のベンチ3 掘削からインバート掘削完了後までの変位の発生傾向は計測値と合致している。一方、アーチ切上げ後に空洞内部から設置したアーチ肩部（03, 05 測線）は計測値と解析値は概ね一致している。解析の変位発生は、計測器を設置している当該箇所を掘削した際に計測値よりも大きめになっている。この当該箇所を掘削した際に大きめの変位が発生した理由としては、掘削による周辺岩盤の拘束圧が低下し、本構成モデルで考慮している剛性の拘束圧依存性によって、実挙動より剛性を小さく評価していることが考えられる。

解析による変位の再現性は、アーチ天端部および側壁部で大き目となっているものの、経時的な壁面変位の発生傾向と岩盤内変位の深度分布は概ね一致していると言える。

表-7.2.2 解析ステップ

掘削ステップ		解析ステップ	掘削イベント	掘削解放率(%)	解析時間
初期		1	初期状態設定	-	-
計測坑A		2	掘削	50	152 min
		3	ズリ出し, 支保工打設	50	152 min
		4	放置期間	-	93 days
計測坑 B, C		5	掘削	50	164 min
		6	ズリ出し, 支保工打設	50	164 min
		7	放置期間	-	131 days
先進導坑	1	8	掘削	50	63 min
		9	ズリ出し, 支保工打設	50	112 min
		10	放置期間	-	49 days
アーチ部切上げ	2	11	切上げ掘削	50	129 min
		12	ズリ出し, 支保工打設	50	320 min
		13	放置期間	-	43 days
ベンチ1	3	14	中央部掘削	100	58 min
		15	放置期間	-	16 days
	4	16	側壁部掘削	70	240 min
		17	ズリ出し, 支保工打設	30	392 min
ベンチ2		18	放置期間	-	16 days
	5	19	中央部掘削	100	61 min
		20	放置期間	-	11 days
	6	21	側壁部掘削	70	158 min
		22	ズリ出し, 支保工打設	30	296 min
ベンチ3		23	放置期間	-	25 days
	7	24	中央部掘削	100	61 min
		25	放置期間	-	13 days
	8	26	側壁部掘削	70	146 min
		27	ズリ出し, 支保工打設	30	352 min
インバート部		28	放置期間	-	14 days
	9	29	掘削	70	47 min
		30	ズリ出し, 支保工打設	30	59 min
		31	放置期間	-	7 days
掘削完了後		32	放置期間(50年間)	-	50 years

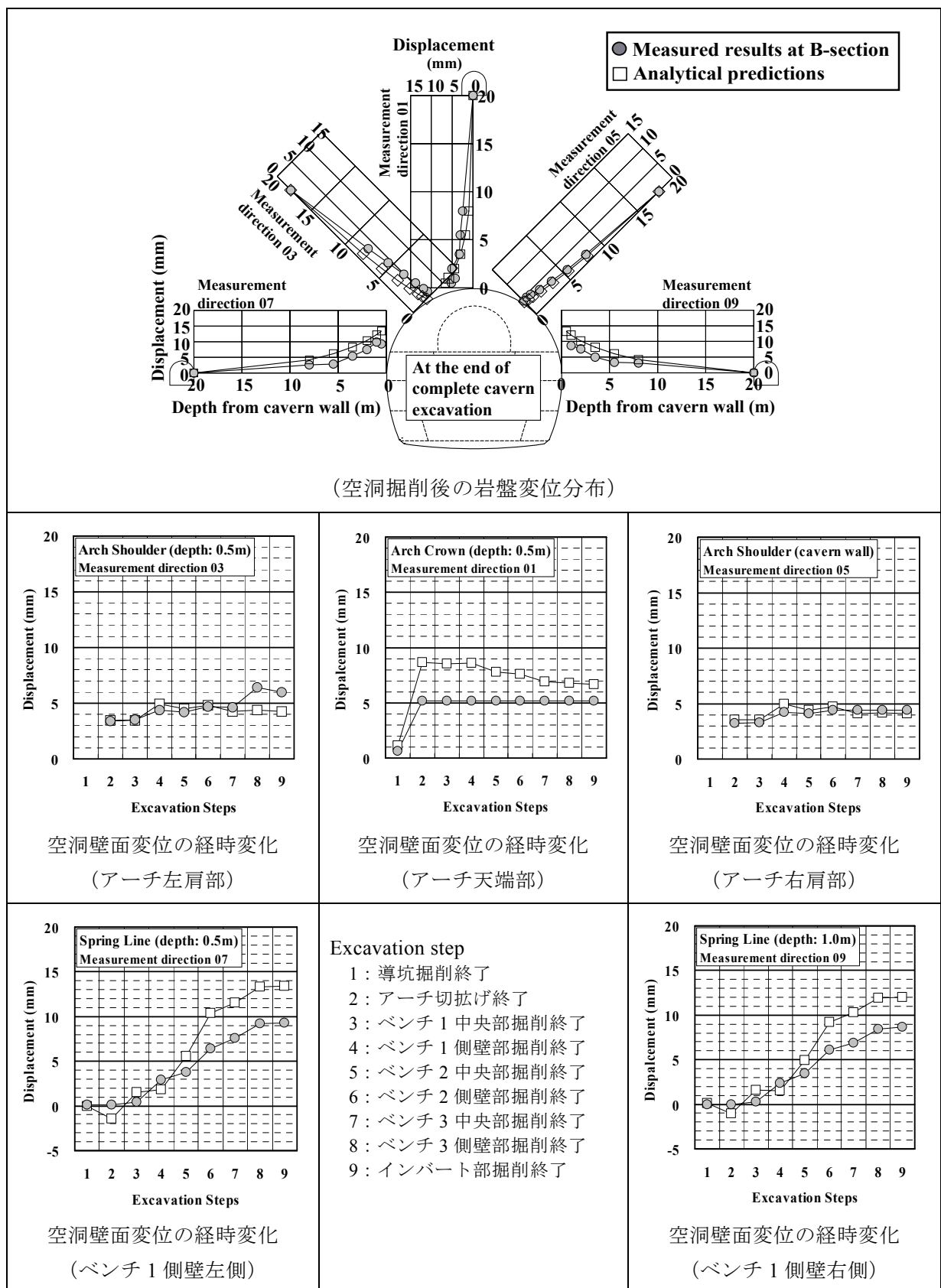


図-7.2.5 空洞掘削終了後の岩盤内変位分布と空洞壁面変位の経時変化

(2) 間隙水圧分布と支保工応力分布

図-7.2.6 に計測坑掘削終了後，アーチ切詰め後，インバート掘削完了後の間隙水圧分布および空洞掘削完了後の支保工応力の解析値と計測値の比較を示す。

天井アーチ部の間隙水圧は，アーチ切詰め後に急激に間隙水圧が低下し，その後はほとんど変化していない．側壁部についても，アーチ切詰め後に水圧低下が認められ，その後のベンチ掘削の過程でも水圧低下が生じている．解析は，これらの間隙水圧挙動を概ね再現している．また，空洞掘削終了後の間隙水圧は空洞近傍でゼロに近くなっており，解析において，掘削面に圧力水頭をゼロとした排水境界の妥当性も確認された。

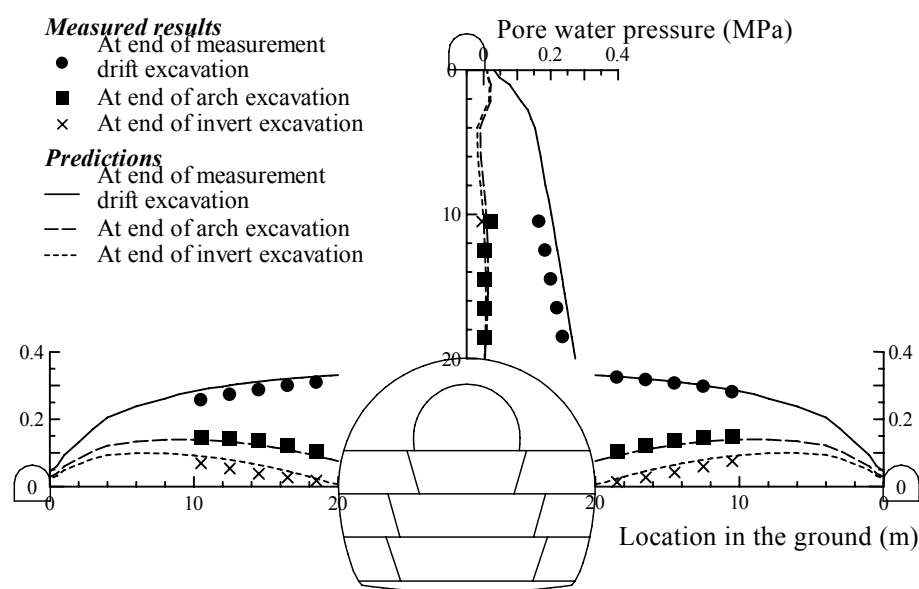
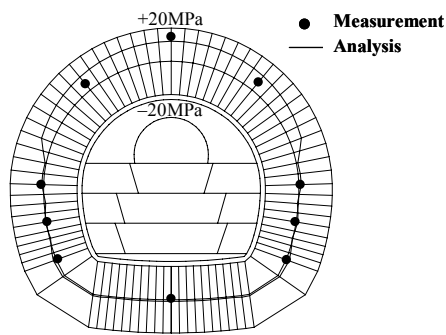


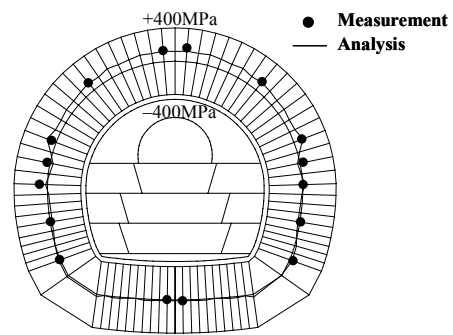
図-7.2.6 空洞掘削時の間隙水圧分布（解析と計測の比較）

図-7.2.7 に空洞掘削完了後の支保工応力の解析値と計測値の比較を示す。

吹付コンクリート応力および鋼製支保工（空洞側）の応力は，計測結果ではアーチ天端において圧縮応力が発生して最大となる一方，側壁およびインバート部ではほとんど発生していない．これらの傾向は解析にも現れており，計測値と解析値の応力値は全体的に概ね一致している．



(空洞掘削後の吹付コンクリート応力)

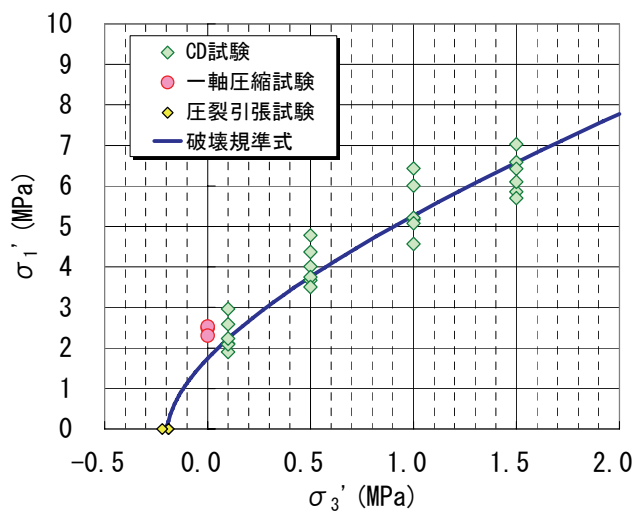


(空洞掘削後の鋼製支保工応力)

図-7.2.7 空洞掘削後の支保工応力分布（解析と計測の比較）

(3) ゆるみ域（局所安全係数）

空洞掘削時のゆるみ領域（局所安全係数）を検証するため、三軸圧縮 CD 試験結果をもとに Hoek-Brown による破壊規準を設定した（図-7.2.8）。その任意の要素応力に対する破壊接近度を局所安全係数として評価した。その結果は、図-7.2.9 に示すとおりである。空洞掘削後（インバート）の局所安全係数が 1.0 より低い領域は、アーチ部で 0.5 m，左右側壁部で 1.0 m，底盤部で 3.0 m であり，掘削損傷領域の評価結果と概ね一致している。



Hoek-Brown 破壊規準式

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3' + s\sigma_c^2}$$

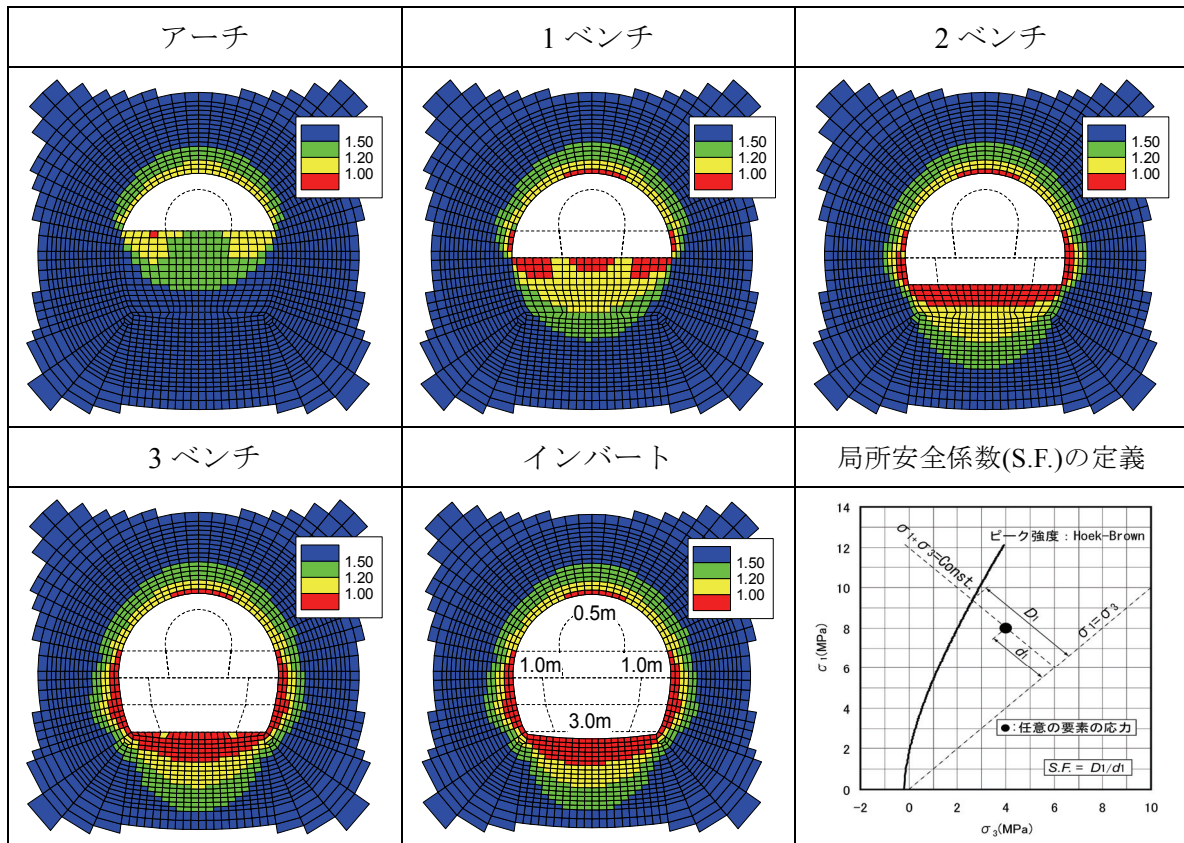
$$m \doteq 8.7$$

$$s = 1$$

$$\sigma_c \doteq 1.7\text{MPa}$$

$$\sigma_t = 0.2\text{MPa}$$

図-7.2.8 三軸圧縮 CD 試験結果に基づく破壊規準（Hoek-Brown）



注) 図中の数値：局所安全係数 $f \leq 1.0$ (赤) の深度

図-7.2.9 空洞掘削時の局所安全係数の分布

7.3. 全応力解析と有効応力解析の比較

本節においては、全応力解析（弾性解析）と有効応力解析（弾性解析）の両解析結果と計測値を比較して問題点の抽出を行い、解析の信頼性向上策について議論する。なお、ひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成モデルは、構成式が弾性解析と異なるため、弾性解析結果で比較することとした。

7.3.1 計測値と各解析値の比較

(1) 岩盤変位

天井アーチ部および右側壁部の壁面近傍岩盤変位の経時変化を解析値と計測値で比較したものを 図-7.3.1 に示す。いずれの解析手法も各ベンチ掘削過程の変位の発生傾向はよく一致しており再現性は高い。

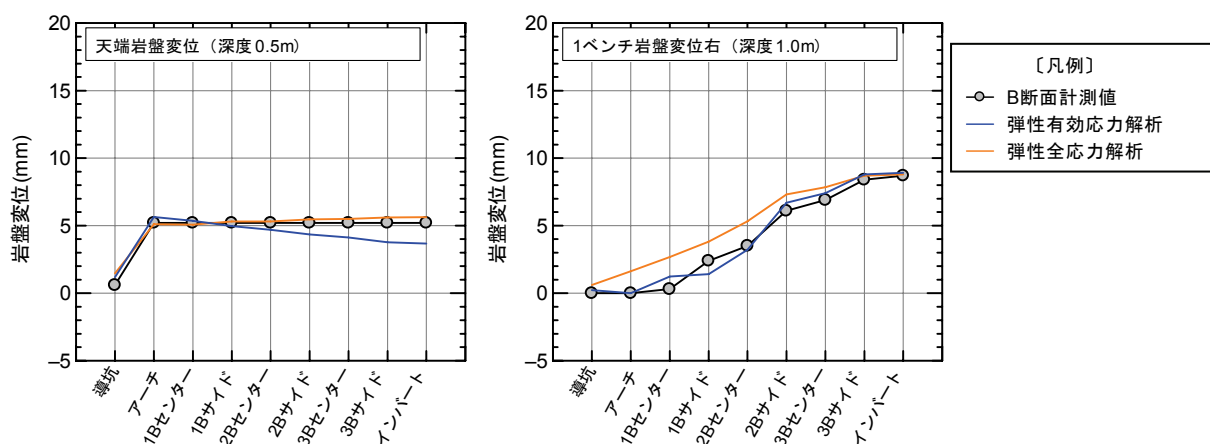


図-7.3.1 壁面変位の経時変化（解析値と計測値の比較）

(2) 岩盤内応力

天井アーチ部および右側壁部の空洞掘削後の岩盤内応力を解析値と計測値で比較したものを 図-7.3.2 に示す。

① 解析結果と岩盤内応力測定結果の比較

最大主応力は、いずれの解析結果でも空洞壁面近傍において応力集中する傾向にあるが、岩盤内応力測定結果ではその傾向は特に認められない。一方、最小主応力は、いずれの解析結果も岩盤内応力測定結果とほぼ一致している。

② 全応力解析結果と有効応力解析結果の比較

天井アーチ部では、有効応力解析結果に比べて全応力解析結果のほうが応力集中の程度が大きい。一方、側壁部では、全応力解析に比べて有効応力解析のほうが応力集中の程度

が大きくなっており、全応力解析と有効応力解析で解析応力値の逆転現象が生じている。

また、有効応力解析結果では、天井アーチ部と側壁部の解析値がほぼ同程度の値となっている。当フィールドの地圧特性は水平方向地圧が卓越しており、弾性論では側壁部より天井アーチ部のほうが応力値は大きくならなければならないが、有効応力結果は再現できていない。

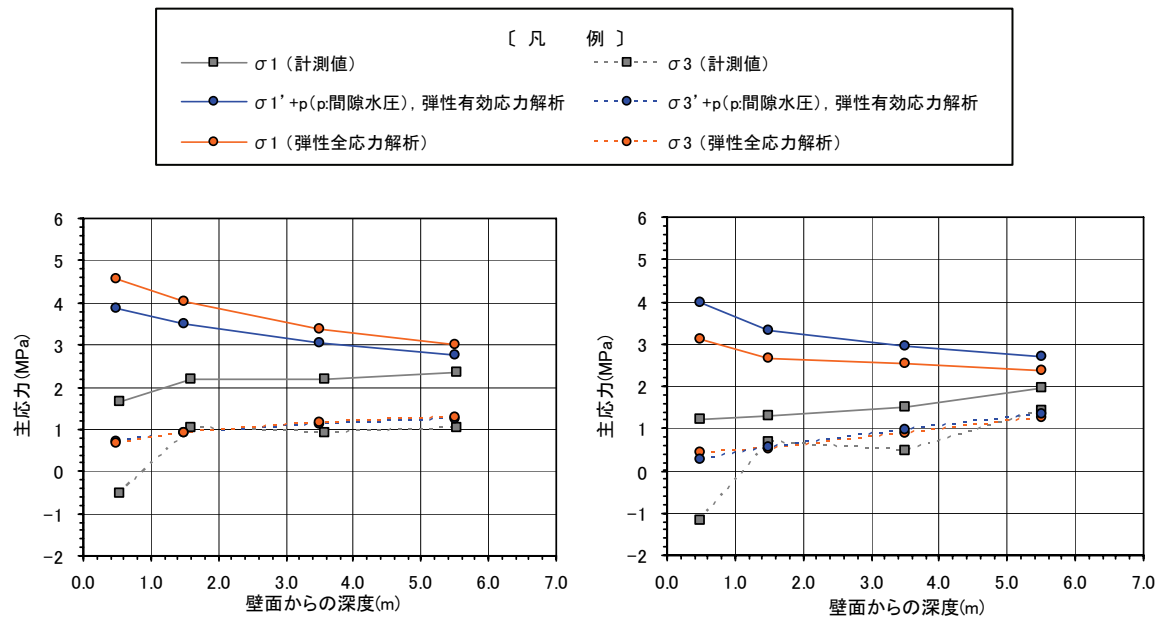
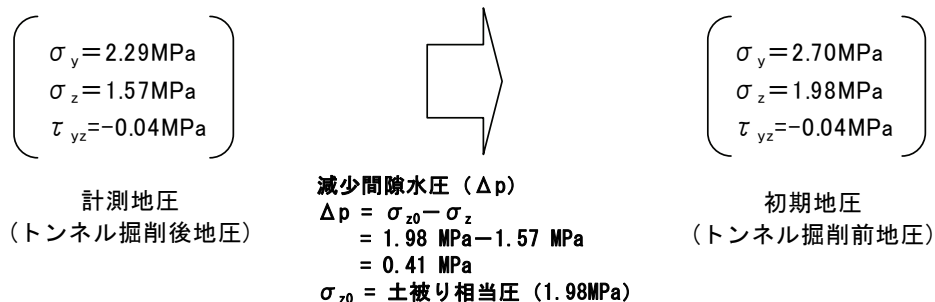


図-7.3.2 岩盤内応力（二次応力）の解析値と計測値の比較

7.3.2 全応力解析と有効応力解析の最大主応力が異なる原因

堆積軟岩特性として、調査坑など試験空洞周辺のトンネルの掘削に伴う間隙水圧の低下により有効応力は増加するが、その増加量は間隙水圧低下相当分よりは小さいため、空洞周辺の全応力（有効応力+間隙水圧）も低下する。有効応力解析における初期地圧の設定方法は、下記に示すとおり、計測地圧（調査坑掘削後計測）に土被り相当圧に基づく減少間隙水圧分を鉛直・水平両方向に加えて設定した。



一方、全応力解析は間隙水圧変化が考慮されないため、試験空洞掘削前に計測した地圧を初期地圧として解析を行っている。

そこで、全応力および有効応力解析にて算定された掘削に伴う応力と間隙水圧の経時変化と計測地圧を比較した。その結果は 図-7.3.3 に示すとおりであり、有効応力解析における空洞掘削前の水平方向全応力は計測地圧とほぼ等しいが、鉛直方向全応力は 0.23 MPa 程度計測地圧より大きくなっている。つまり、有効応力解析と全応力解析の試験空洞掘削前地圧に乖離が生じ、側圧比は計測地圧；1.45 に対して有効応力解析；1.27（試験空洞掘削前）と小さくなっている。このため、側壁部の応力値は、全応力解析結果より有効応力解析結果の方が大きくなったものと考えられる。

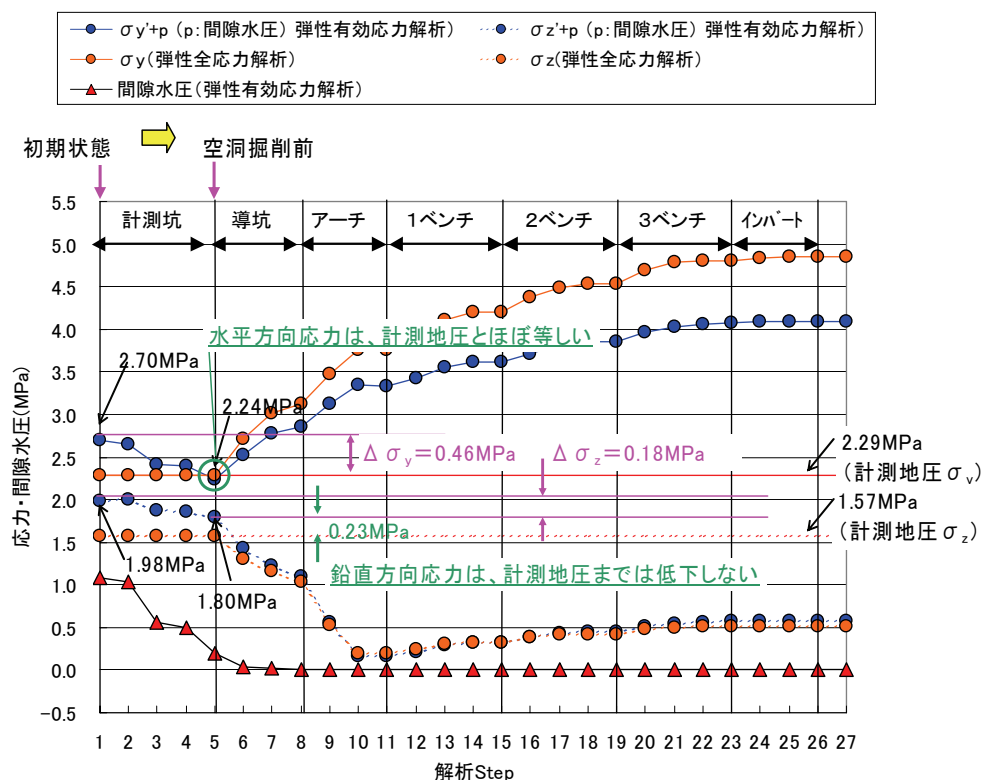


図-7.3.3 掘削に伴う応力および間隙水圧の経時変化
(初期地圧計測深度：土被り 110 m の要素)

7.3.3 有効応力解析の初期地圧設定方法の一提案

地下空洞の掘削解析を行う場合、初期地圧を設定する必要があるが、最も確実な初期地圧の推定方法は空洞掘削位置近傍で直接地圧を計測することと考えられるが、堆積軟岩では地圧計測結果に周辺トンネルなどの掘削に伴う間隙水圧低下の影響が含まれる。特に、間

隙水压低下前の岩盤応力状態を初期地圧として解析を実施する場合には、計測地圧を補正することが必要となる。一般的には土被り相当圧（岩の単位体積重量に土被りを乗じて初期地圧を推定）で計算されているが、本研究においては、試験空洞掘削前に初期地圧を計測していたことから、計測地圧にトンネル掘削による間隙水压低下分を加えて解析を行った。その結果、有効応力解析では試験空洞掘削前の応力に計測地圧と乖離が生じる結果となった。

そこで、調査坑からの湧水に伴う間隙水压の減少量と有効応力の増加量を定量的に算定するために、調査坑掘削を模擬した水 - 土連成解析を実施し、得られた地圧計測位置における全応力変化量（間隙水压低下量－有効応力増加量）を計測地圧に加えて調査坑掘削後の初期地圧とすることを試みた。調査坑掘削を模擬した解析結果は 図-7.3.4 に示すとおりである。

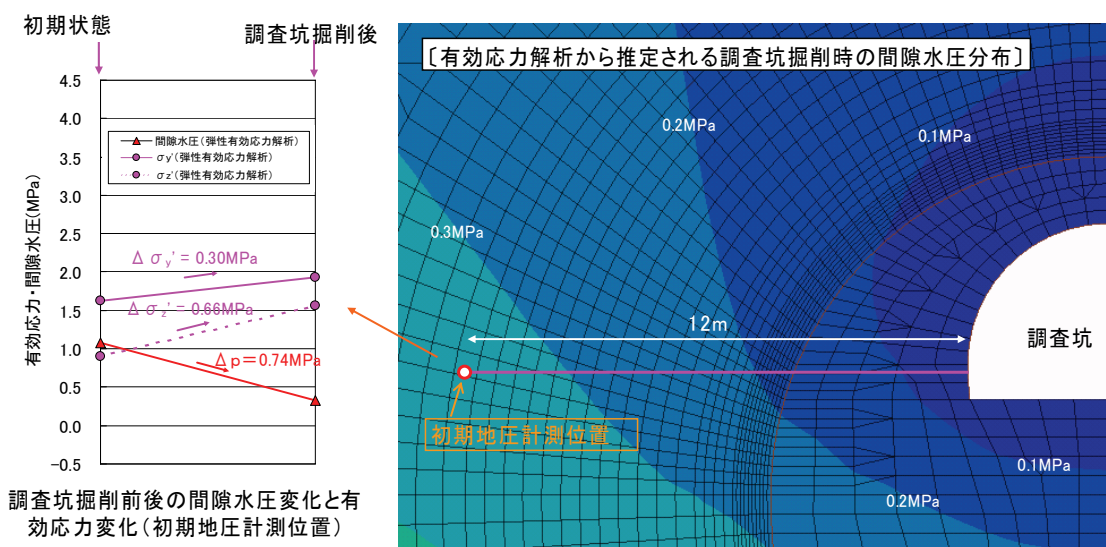


図-7.3.4 調査坑掘削を模擬した解析結果

本解析結果より調査坑掘削に伴う間隙水压の低下量は 0.74 MPa であり、その低下量に伴う有効応力増加量は水平方向で 0.30 MPa、鉛直方向で 0.66 MPa である。したがって、調査坑掘削前の初期地圧を下記のとおり補正した。

$$\begin{array}{ccc}
 \left(\begin{array}{l} \sigma_y = 2.29 \text{ MPa} \\ \sigma_z = 1.57 \text{ MPa} \\ \tau_{yz} = -0.04 \text{ MPa} \end{array} \right) & + & \left(\begin{array}{l} \Delta \sigma_y (= \Delta p - \Delta \sigma_y') = 0.44 \text{ MPa} \\ \Delta \sigma_z (= \Delta p - \Delta \sigma_z') = 0.08 \text{ MPa} \\ 0 \end{array} \right) \Rightarrow \left(\begin{array}{l} \sigma_y = 2.73 \text{ MPa} \\ \sigma_z = 1.65 \text{ MPa} \\ \tau_{yz} = -0.04 \text{ MPa} \end{array} \right) \\
 \text{計測地圧} & & \text{調査坑掘削前後の全応力変化量} \qquad \qquad \text{調査坑掘削前の全応力} \\
 & & \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \text{(=有効応力解析の初期応力)}
 \end{array}$$

図-7.3.5 に模擬解析により補正した初期地圧を用いた解析結果と土被り圧に基づき設定した初期地圧による解析結果の比較を示す。また、図-7.3.6 に右側壁部(壁面深度 0.5m)の応力および間隙水圧の経時変化を示す。調査坑掘削を模擬した初期地圧での解析結果では、側壁部よりもアーチ天端部の方が応力が大きく、かつ側壁部の応力もやや計測値に近くなる。また、図-7.3.6 に示す側壁付近の応力および間隙水圧の経時変化では、調査坑掘削を模擬した初期地圧の解析結果は、試験空洞掘削前の応力値が計測地圧とほぼ同等となった。

2種類の地圧設定方法を比較すると、調査坑を模擬した解析による初期地圧設定方法は、空洞掘削前後の地圧計測結果に近く、有効応力解析における初期地圧推定方法の選択肢の一つになると言える。ただし、掘削による間隙水圧の変化は本来三次元的であること、調査坑掘削前地圧にも種々の不確実性が内在することから、初期地圧の設定にはより慎重な対応が必要である。

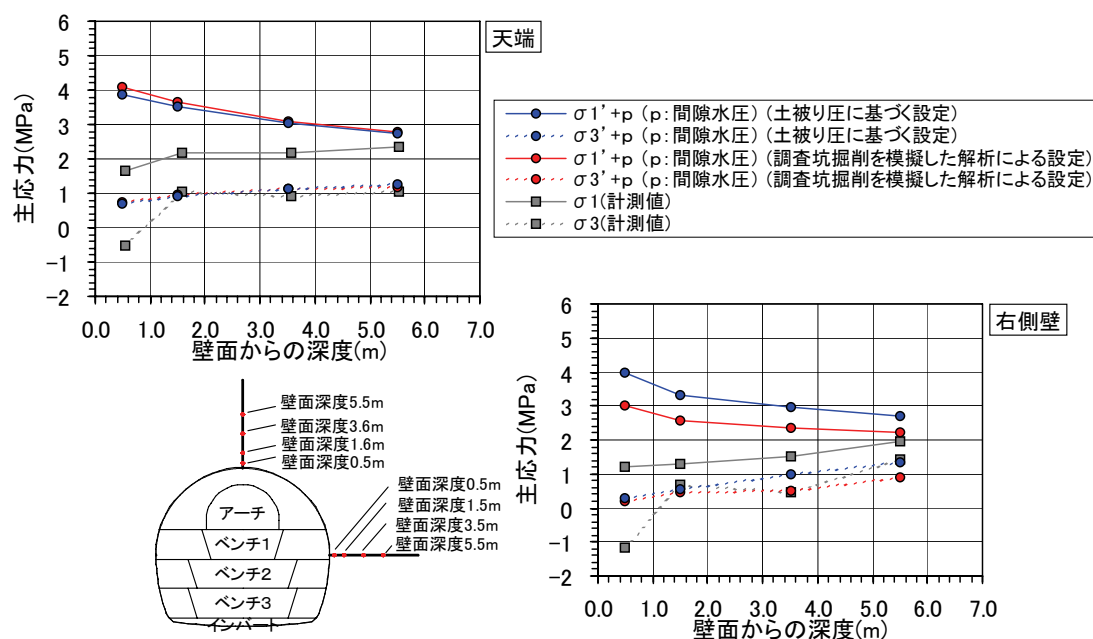


図-7.3.5 初期地圧の設定方法の違いによる解析結果

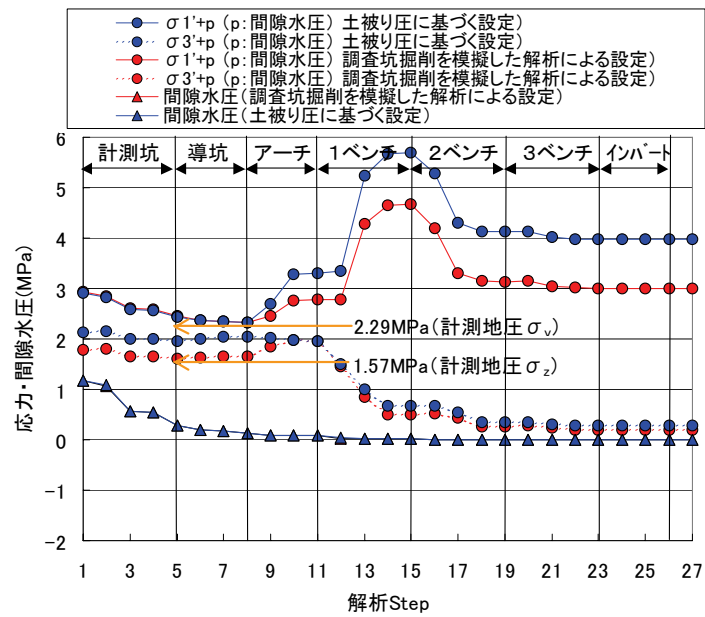


図-7.3.6 右側壁（壁面深度: 0.5 m）の応力および間隙水圧の経時変化

7.4. 接続空洞の安定性予測評価および設計方法の一提案

高レベル放射性廃棄物処分空洞および比較的放射能レベルの高い余裕深度処分空洞については、対象となる放射能レベルに応じた深度に多接続の空洞群を構築する必要がある。また、埋設施設の要求機能として、建設・操業・埋戻しまで長期にわたる時間依存を考慮した安定性ならびに地震時安定性が要求される。

堆積軟岩を対象にした放射性廃棄物処分空洞については、その岩盤特性として、ひずみ軟化、拘束圧依存性、ダイレイタンスーならびに間隙水圧挙動など、これらを連成させた予測解析および安定性を事前に評価する必要がある。予測解析手法としては、全応力解析および有効応力解析に分けられるが、本研究による試験空洞掘削前後の各種調査、挙動計測データに基づく評価から両解析の適用性の高いことが確認された。

有効応力解析であるひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析は、堆積軟岩特性を考慮したモデルであり、室内試験のシミュレーション解析および試験空洞の掘削問題に適用した結果、その再現性の高いことが本研究により実証された。また、多接続空洞の掘削、人工バリア構築、埋戻しの工程により変化する地下水変化、空洞離間距離の影響ならびに長期的な挙動まで予測・評価することが可能である。

一方、全応力解析は、間隙水圧の変化に対応した有効応力変化など、堆積軟岩特性を十分に評価できる構成式とは言えないが、第2章6節で示したとおり、試験空洞掘削時の挙動データに基づきモデルの同定を行った結果、試験空洞掘削時の安定性評価の適用は可能であると判断される。また、解析用物性値も有効応力解析に比べて比較的簡易に設定することができ、解析のハンドリングという観点から、空洞の形状、支保設計などの比較検討解析を行う場合には適用性の高いモデルと言える。

したがって、堆積軟岩空洞を対象とした接続空洞の安定性予測評価については、処分空洞の基本形状、支保ならびに空洞離間等の比較検討は全応力解析で実施する。そして、その結果に基づき、建設、操業、埋め戻し期間の工程に基づく安定性評価を有効応力解析にて設計の最終評価とする。具体的な安定性評価フローは図-7.4.1に示す。

① 処分空洞の基本諸元の設定および建設時の空洞安定性確認

空洞形状、支保工仕様ならびに接続空洞の空洞離間影響などの比較検討に際しては、全応力解析により下記ステップで実施する。

- 1st ステップ : 空洞基本形状、支保工仕様の検討（単設空洞の安定性評価）
- 2nd ステップ : 空洞離間の検討（接続空洞の安定性評価）

② 処分空洞の建設・操業・埋め戻しまでの期間における安定性評価

上記①で設定した空洞形状，支保工仕様ならびに空洞離間距離に基づき設定した基本レイアウトで，有効応力解析（ひずみ軟化型弾粘塑性水－土連成解析）により建設・操業・埋め戻しまでの長期安定性を評価する．また，地震時安定性については，これまで原子力発電所等の耐震安定性を検討した実績の多い解析コードにより耐震安定性を評価する．

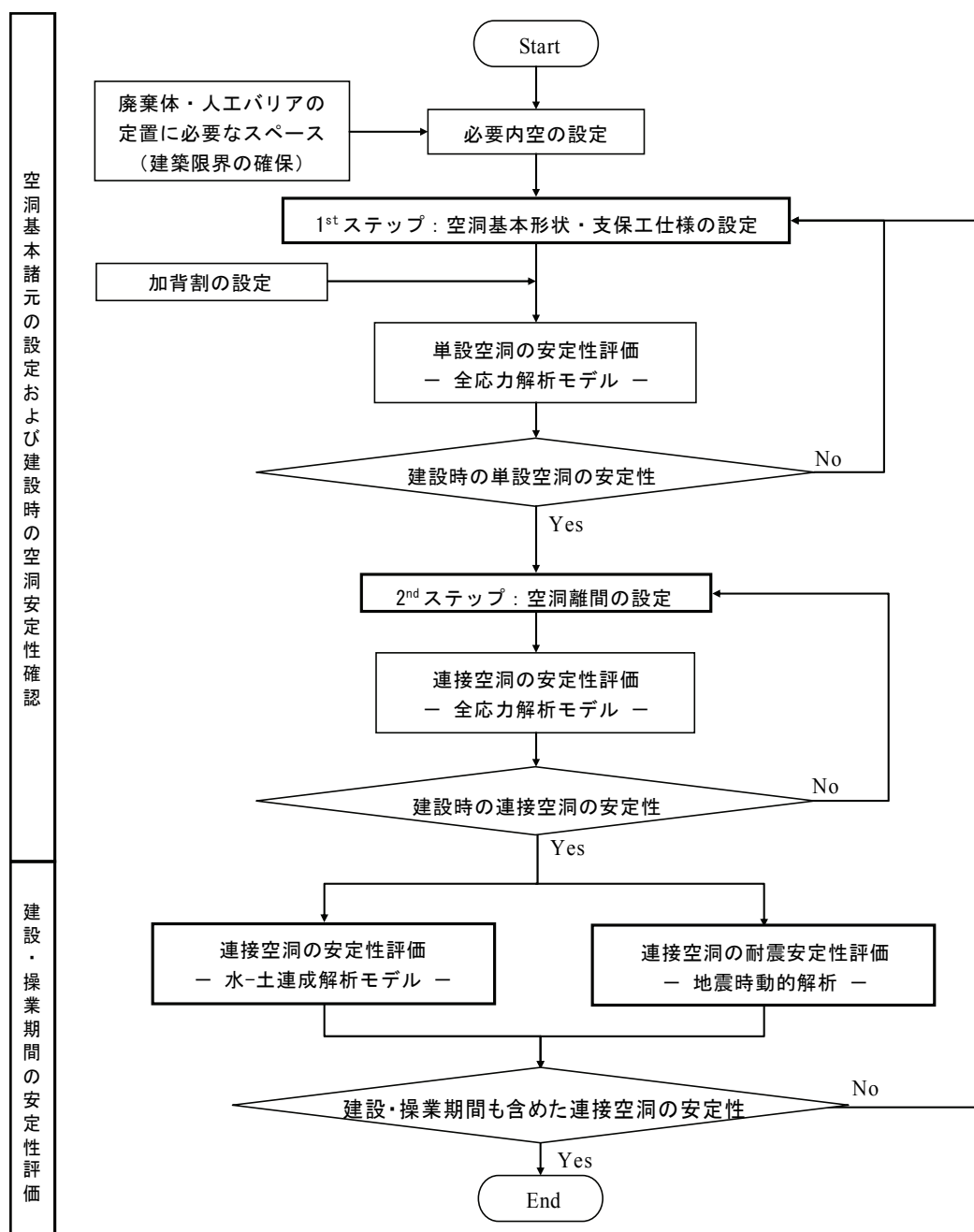


図-7.4.1 堆積軟岩空洞の安定性予測評価フロー

7.5. まとめ

本章においては、足立・岡によって提案されているひずみ軟化型弾粘塑性モデルに強度、変形特性の拘束圧依存性およびひずみ速度依存性を考慮できるようにし、その適用性について室内試験結果および掘削時挙動と比較して検証するとともに、有効応力解析と全応力解析の比較による解析の問題点を抽出した。さらに、接続処分空洞の安定性評価方法に関する提案をした。

(1) ひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析の適用性

ひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成モデルに拘束圧依存性およびひずみ速度依存性を考慮する関数を加えて、三軸圧縮 CD 試験、三軸 CD クリープ試験の要素シミュレーション解析を実施した。その結果、拘束圧および载荷速度がそれぞれ異なる三軸圧縮 CD 試験結果を唯一の材料パラメータで再現できること、および三軸 CD クリープ試験における一次から三次にわたるクリープ挙動を表現できることを確認した。ただし、低拘束圧部の体積ひずみは、偏差ひずみが大きい（3 %以上）場合に再現性が低くなるが、実掘削におけるひずみは、3 %を超える可能性は小さく、掘削解析への適用には問題ないと判断される。

本モデルを試験空洞の掘削問題へ適用した結果、掘削過程の岩盤内変位の解析結果は、計測値に比べて若干大きめの傾向であるが、間隙水圧挙動および支保工応力などの計測値と解析値はよく一致しており、空洞挙動の再現性が高いことを確認した。

(2) 有効応力解析と全応力解析の比較

解析の信頼性向上を図る観点から、有効応力解析と全応力解析の結果を比較して問題点の抽出を行った結果、有効応力解析における初期地圧（トンネル掘削前地圧）の設定方法に関する問題点が抽出された。有効応力解析のトンネル掘削前地圧は、計測地圧に調査坑掘削により低下した間隙水圧を水平方向および鉛直方向にそれぞれ加えていたが、有効応力解析結果では、間隙水圧低下量に対する鉛直方向、水平方向の有効応力増加量は異なっていた。このため、有効応力解析の試験空洞掘削前地圧に乖離が生じ、側圧比が計測地圧に対して小さくなり、解析結果に違いが生じたと考えられた。

そこで、トンネル掘削前の初期地圧設定に当たって、調査坑掘削を模擬した有効応力解析を実施し、調査坑掘削による間隙水圧低下量に対する有効応力増加量を算定し、全応力変化量を計測地圧に加えたものをトンネル掘削前の初期地圧として設定した結果、掘削解析の信頼性の向上は認められた。

調査坑を模擬した解析による初期地圧設定方法は、空洞掘削前後の地圧計測結果に近く、有効応力解析における初期地圧推定方法の選択肢の一つになると言える。ただし、掘削による間隙水圧の変化は本来三次元的であること、調査坑掘削前地圧にも種々の不確実性が内在することから、初期地圧の設定にはより慎重な対応が必要である。

(3) 接続処分空洞の安定性予測評価方法に関する提案

高レベル放射性廃棄物処分空洞および比較的放射能レベルの高い余裕深度処分空洞については、対象となる放射能レベルに応じた深度に多接続の空洞群を構築する必要がある。また、埋設施設の要求機能として、建設・操業・埋戻しまで長期にわたる時間依存を考慮した安定性ならびに地震時安定性が要求される。

堆積軟岩を対象にした放射性廃棄物処分空洞については、その岩盤特性として、ひずみ軟化、拘束圧依存性、ダイレイタンスーならびに間隙水圧挙動など、これらを連成させた予測解析および安定性を事前に評価する必要がある。予測解析手法としては、全応力解析および有効応力解析に分けられるが、本研究による試験空洞掘削前後の各種調査、挙動計測データに基づく評価から両解析の適用性が高いことが確認された。

したがって、堆積軟岩空洞を対象とした接続空洞の安定性予測評価については、処分空洞の基本形状、支保ならびに空洞離間等の比較検討は全応力解析で実施する。そして、その結果に基づき、建設、操業、埋め戻し期間の工程に基づく安定性評価を有効応力解析にて設計の最終評価とする。

参考文献

- 1) Adachi, T., Oka, F. and M. Koike: An Elasto-Viscoplastic Constitutive Model with Strain-softening for Soft Sedimentary Rocks, Soils and Foundations, Vol.45, No.2, pp.125-133, 2005.
- 2) Adachi, T., Oka, F. and F Zhang: An Elasto-Viscoplastic Constitutive Model with Strain Softening, Soils and Foundations, Vol.38, No.2, pp.27-35, 1998
- 3) 足立紀尚, 岡 二三生: 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式, 土木学会論文集, No.445/III-18, pp.9-16, 1992.
- 4) 足立紀尚, 岡 二三生: 凍結砂のひずみ軟化型弾粘塑性構成式, 土木学会論文集, No.454/III-20, pp.75-81, 1992.
- 5) 足立紀尚, 岡 二三生, 小池真史, 尾崎仁美, 福井英大: 軟岩の時間依存性挙動とひずみ軟化型弾-粘塑性構成式, 地盤工学研究発表会講演概要集, F-6, pp.1187-1188, 1997.
- 6) 足立紀尚, 岡 二三生, 曾良岡 宏, 小池真史: 軟岩の時間依存性挙動とその統一的な説明, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.1-10, 1998.
- 7) 東 均, 田坂嘉章, 宇野晴彦, 張 鋒, 八嶋 厚, 西野隆之, 兵藤英明: 変形・強度特性の拘束圧依存性を考慮したひずみ軟化型弾粘塑性構成式の改良, 土木学会第 57 回年次学術講演回講演概要集, CD-ROM, CS10-013, 2002.
- 8) 東 均, 田坂嘉章, 宇野晴彦, 張 鋒, 八嶋 厚: 変形・強度特性の拘束圧・ひずみ速度依存性を考慮したひずみ軟化型弾粘塑性構成式の改良, 土木学会第 58 回年次学術講演回講演概要集, CD-ROM, CS7-056, 2003.
- 9) 足立紀尚, 岡二三生, 小池真史, 尾崎仁美: 軟岩のひずみ軟化型弾粘塑性構成式, 第 10 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.19-24, 1998.
- 10) Tomita, A., Ohtsuki, H., Tasaka, Y., Suzuki, Y., Ohmori, T., Kishida, K. and T. Adachi: Extension of an elasto-viscoplastic model and its application to a cavern excavation in soft rock, Proceedings of 3rd International Workshop on New Frontiers in Computational Geotechnics, XI'AN CHINA, pp.21-26, 2006.
- 11) 日本鉄道建設公団: NATM 設計施工指針, 1996.
- 12) 富田敦紀, 岩見忠輝, 鈴木康正: 余裕深度処分埋設施設本格調査のうち試験空洞の支保設計および挙動, 電力土木, Vol. 325, pp.71-75, 2006.

第8章 結 論

本論文は、地下深部の堆積軟岩地盤に地下空洞を構築する際の設計および空洞の力学的安定性を合理的に行うために、堆積軟岩地盤での初期地圧測定方法の提案、また、空洞掘削時に得られた挙動データをもとに、空洞挙動メカニズムを分析するとともに、その挙動を再現できる信頼性の高い挙動予測解析手法を提案し、合理的な設計方法のあり方を体系化することを目的とした。

研究対象としては、青森県六ヶ所村における余裕深度処分埋設施設（低レベル放射性廃棄物のうち比較的放射能レベルが高い廃棄物を埋設する施設）の本格調査の一環として掘削した試験空洞で、堆積軟岩層地下深部 約 100 m の位置に埋設施設処分空洞と同規模となる径 約 18 m 級の大規模空洞である。本フィールドの地質は新第三紀鷹架層の軽石凝灰岩で、地山強度比が 2 以下で地圧に比べて強度が低く、相対的には高地圧な岩盤に相当する。以下に各章における研究成果を示す。

第2章においては、試験空洞掘削に当たり実施した地質調査結果、試験空洞の設計内容について記述するとともに、情報化設計施工にあたって検討した計測管理の考え方、計測内容について記述した。そして、計測データをもとに解析により同定した解析モデルの改良点について示した。

- ・ 当初の支保設計については、室内岩石試験結果から明らかになった岩石の応力－ひずみ関係およびクリープ特性を考慮した2次元非線形 FEM 解析を用いて実施し、掘削時の安定性評価にあたっては、予め設定した管理基準値のもとでの日常管理および設計照査のためのステップ管理を実施した結果、最終支保閉合後も顕著な増分変位は認められず安定している。
- ・ 処分空洞の設計および安定性検討を進めるうえでの解析モデルの信頼性向上を図るために、掘削時の計測データをもとに解析条件の見直しを行った。
- ・ 掘削解放率は、掘削時の岩盤変位計測結果から評価した先行変位率を地圧の掘削時解放率と定義し、掘削ベンチごとの切羽距離と変位発生率の関係を三次元 FEM 弾性解析による変位発生率と比較した結果、掘削解放率はアーチ部：50 %，側壁部：70 %である。
- ・ 岩盤の弾性係数は、初期地圧を固定した順解析（弾性解析）により計測値と解析値の誤差が最小となるように同定する直接定式化法により等価弾性係数を算定した結果、

- 2000 MPa 程度である。この等価弾性係数は、室内試験結果の約 2～3 倍程度であるが、原位置試験（孔内載荷試験）の除荷時割線弾性係数と同程度であることを確認した。
- ・ 吹付コンクリート弾性係数は、施工時の吹付コンクリートの品質管理結果をもとに、強度と弾性係数の関係を整理し、若材令：18,200 MPa，硬化時：24,200 MPa とした。
 - ・ これらを見直した条件で解析した結果，試験空洞掘削時挙動および支保工応力の計測値と解析値には整合した結果が得られ再現性が向上したことから，今後の当フィールドにおける設計，解析の解析条件にすることとした。

第 3 章においては、間隙が水で飽和した堆積軟岩および下向きボアホールなど、孔内が水没する場合の円錐孔底ひずみ法の適用性について、円錐孔底ひずみ計（ストレインセル）を接着するための接着剤、接着剤の適正配合ならびに大型三軸試験機によるひずみ感度補正等の観点で検討を進め、原位置での測定手順を提案した。そして、原位置において、その測定手順を用いた円錐孔底ひずみ法により測定を実施し、埋設ひずみ法による測定結果と比較することで円錐孔底ひずみ法の適用性を示した。

- ・ 接着剤の選定試験結果では、従来から使用されているシアノアクリレート系接着剤では、孔底表面に水がある場合には接着が困難であることが確認された。
- ・ 多種の接着剤で接着性能を比較した結果，エポキシ系接着剤の接着性能は高いことが確認されたが，測定されるひずみは，被着部岩盤表面の実際のひずみレベルに比べて測定感度が低下することも同時に判明した。
- ・ エポキシ系接着剤は配合により硬化時間が変化する特性を有していることから，エポキシ系接着剤の配合を調整することで，感度低下を少しでも抑えられないかを検討した結果，5 分硬化型エポキシ樹脂（A 剤，B 剤）をそれぞれ 1：1 の割合で配合した接着剤の感度発現の高いことがわかった。
- ・ 上記の配合で接着した供試体を一定の応力状態のもとでオーバーコアリングして応力評価した結果，解放ひずみの挙動は良好なものであったが，この解放ひずみ曲線から得られる応力値は，載荷応力に対して約 80 % 程度の発生応力であり，依然として感度低下していることが判明した。
- ・ エポキシ系接着剤は貼り付け時に厚みをもって接着しており，シアノアクリレート系接着剤のようにストレインセルを直接岩盤面に接着していない。このため，エポキシ樹脂の剛性により測定感度の低下が生じるものと思われる。したがって，エポキシ系

接着剤を用いる場合には、オーバーコアリングで回収したコアに対して三軸試験機で応力 - ひずみ関係を測定し、ひずみの測定感度をそれぞれの回収コアで求める原位置三軸感度試験を実施する必要がある。

- ・ オーバーコアリングの孔径は $\phi 76 \text{ mm}$ の円錐孔に対して、室内試験では $\phi 110 \text{ mm}$ のオーバーコアリングを実施した結果、薄肉部において亀裂が発生した。このため、三軸感度試験でひずみ感度係数を求める場合には、この亀裂の影響を受けることが想定されることから、 $\phi 200 \text{ mm}$ 程度のオーバーコアリングによる回収コアを用いて三軸感度試験を実施することが望ましい。
- ・ 上記の事前試験結果をもとに従来の測定方法に改良を加えた変更手順を示すとともに、原位置（調査坑トンネル切羽、地表面下 110 m）にてこの変更手順を適用した円錐孔底ひずみ法と埋設ひずみ法による測定値を比較した結果、両手法の応力値はほぼ同等の結果となり、本手順は有効なものであることを確認した。
- ・ ただし、本手順では三軸感度試験のためにオーバーコアリング径を大きくしており、本来の円錐孔底ひずみ法における孔径が小さく作業性が良いという利点は薄まるが、軟岩を対象にする場合は大口径でも比較的掘進は容易であり、間隙が水で飽和された軟岩での三次元応力測定法として本手順を用いることは有効な手段である。

第4章においては、堆積軟岩の空洞掘削時に確認された破壊現象について、その破壊要因を掘削時の拘束圧変化、応力集中など、応力再配分（誘発応力）に起因するものと解釈し、その破壊メカニズムを検討した。検討にあたっては、空洞掘削時の応力状態を模擬した要素試験（応力径路模擬試験）を実施し、その試験結果より低拘束圧域での強度低下を考慮した破壊規準について議論した。さらに、実岩盤での空洞掘削後の岩盤内応力測定結果に基づき、要素試験で設定した破壊規準およびオーバーコアリング時に確認されたコアディスキング現象を考慮して破壊現象に関する考察を加えた。

① 応力径路模擬試験

- ・ 空洞掘削時の応力状態を模擬した要素試験での破壊モードは、低拘束圧域では軸圧とほぼ平行方向に割れる **Splitting** 破壊、高拘束圧域ではせん断破壊であることが確認された。この破壊モードが意味することは、空洞の掘削解放により低下した壁面に対して法線方向の拘束圧が低い領域では、最大主応力に相当する空洞接線方向と平行に割れる **Splitting** 破壊が生じることとなり、空洞掘削により確認された板状の破壊および

壁面平行方向に生じた低角度亀裂，いわゆる **Spalling**（板状破壊）を説明できるものである．

- ・ 破壊規準は，低拘束圧域については **Damege Threshold** および **Spalling Limit** を適用し，高拘束圧域については **Hoek-Brown** を適用する複合的な破壊規準とした．そして， $\sigma_3 < 0$ の領域で破壊規準を超えた場合には引張破壊， $0 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ の領域で破壊規準を超えた場合には最大主応力に対して平行方向に割れる **Splitting** 破壊，すなわち **Spalling** が発生する領域とし， $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$ の領域で破壊規準を超えた場合にはせん断破壊と定義した．この破壊規準を用いて，掘削により認められた破壊現象を数値シミュレーションによって検証した結果，掘削時の破壊現象を合理的に説明できることを示した．

② 岩盤内応力

- ・ 空洞周辺の塑性化領域はアーチ天端，左右側壁で深度 0.5～1.0 m，インバート深部で深度 2.0～3.0 m の範囲内に塑性化領域と健全領域の境界があると言える．これらの結果は空洞掘削前後に実施した変形特性変化など，他の計測結果とも整合している．
- ・ 空洞掘削後の壁面極近傍の岩盤は引張応力となっていることが確認された．また，周辺岩盤の応力場は，掘削解放に伴う応力再配分により一軸応力状態に移行している．この一軸応力状態は空洞接線方向応力が集中して形成しているというよりも，空洞半径方向応力が減少することで相対的な一軸応力状態が形成されている．

したがって，上記知見から，空洞掘削時の破壊現象メカニズムについては，掘削解放に伴い周辺岩盤が一軸応力状態へ移行することにより拘束圧（空洞半径方向応力）が低下し，その拘束圧が低い領域では，最大主応力に相当する空洞接線方向と平行に割れる **Splitting** 破壊あるいは引張破壊で発生したものである．

第 5 章においては，試験空洞インバート部を対象に空洞掘削前後の変形特性の変化および影響領域を把握するとともに，掘削後の岩盤応力測定結果に基づき変形特性の拘束圧変化を把握した．

掘削解放による変形特性の変化から推定される影響領域は，底盤深度 3.0 m 程度であり，岩盤内応力測定結果から評価した塑性化領域と一致することを確認した．

健岩域での変形特性の変化は，全ての変形特性に拘束圧依存性が認められ，健岩域（ゆりみ域外）での弾性係数の低下は掘削解放による拘束圧低下に起因するものと判断された．

第6章においては、空洞掘削時に確認された軟岩特有の特徴的な間隙水圧変化について、その要因を掘削解放に伴う間隙水の流れと変形の連成挙動であると解釈し、そのメカニズムの妥当性を検証するために、三次元弾性水 - 土連成有限要素解析により検討を進めた。

- ・ ベンチ1側壁掘削時には、計測器付近岩盤は掘削解放に伴い圧縮応力が作用する形となり、その結果として間隙水圧が一時的に上昇する。ただし、排水条件となる掘削壁面にも近いため、直後に過剰間隙水圧が消散し定常状態に戻る。
- ・ 一方、ベンチ2側壁掘削時には、計測器付近岩盤は掘削除荷に伴って、体積ひずみが増加（膨張）することにより間隙水圧が一時的に低下するが、周辺岩盤からの地下水供給により間隙水圧はすぐに回復し定常状態に戻る。
- ・ ベンチ掘削を行う大断面空洞掘削では、掘削解放により逐次岩盤の応力状態が変化するため、ベンチ1掘削時とベンチ2掘削時で間隙水圧変化に違いが生じる。
- ・ 一連の間隙水圧変化から、空洞壁面近傍は非排水と排水の遷移状態にあると言えるが、空洞壁面近傍の有効応力の変化量に比べて、間隙水圧の変化量は小さいことから、間隙水圧変化が本試験空洞周辺の力学的安定性に与える影響は結果的に少なかった。
- ・ ただし、軟岩の剛性がより小さい場合、不均質な場合、あるいはより大深度での掘削などでは、空洞掘削に伴い空洞周辺の間隙水圧が一時的に増加するとともに、有効応力が減少することで壁面近傍の岩盤が破壊状態に近づき、新規亀裂の発生や透水性の増加といった掘削影響領域の発生・拡大につながることも考えられる。そのような軟岩地盤で空洞を掘削する場合には有効応力で定式化された水 - 土連成解析で空洞の力学的安定性を検討する必要があることを本検討結果は示唆している。

第7章においては、足立・岡によって提案されているひずみ軟化型弾粘塑性モデルに強度、変形特性の拘束圧依存性およびひずみ速度依存性を考慮できるようにし、その適用性について室内試験結果および掘削時挙動と比較して検証するとともに接続処分空洞の安定性評価方法に関する提案をした。

① ひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成解析の適用性

- ・ ひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成モデルに拘束圧依存性およびひずみ速度依存性を考慮する関数を加えて、要素試験のシミュレーション解析を実施した結果、拘束圧および載荷速度がそれぞれ異なる試験結果を唯一の材料パラメータで再現できることを確

認した。

- ・ 本モデルを掘削問題へ適用した結果、掘削過程の岩盤内変位の解析結果は、計測に比べて若干大きめの傾向であるが、間隙水圧挙動および支保工応力などの計測値と解析値はよく一致しており、空洞挙動の再現性が高いことを確認した。
- ・ 有効応力解析における初期地圧（トンネル掘削前地圧）の設定方法に関する問題点が抽出され、調査坑、アプローチトンネルなどの間隙水圧の影響を考慮した初期地圧推定方法を提案した。ただし、掘削による間隙水圧の変化は本来三次元的であり、調査坑掘削前地圧にも種々の不確実性が内在することから、初期地圧の設定にはより慎重な対応が必要である。

② 接続処分空洞の安定性予測評価方法に関する提案

- ・ 高レベル放射性廃棄物処分空洞および比較的放射能レベルの高い余裕深度処分空洞については、対象となる放射能レベルに応じた深度に多接続の空洞群を構築する必要がある。また、埋設施設の要求機能として、建設・操業・埋戻しまで長期にわたる時間依存性を考慮した安定性ならびに地震時安定性が要求される。
- ・ 堆積軟岩を対象にした放射性廃棄物処分空洞については、その岩盤特性として、ひずみ軟化、拘束圧依存性、ダイレイタンスならびに間隙水圧挙動など、これらを連成させた予測解析および安定性を事前に評価する必要がある。予測解析手法としては、全応力解析および有効応力解析に分けられるが、本研究による試験空洞掘削前後の各種調査、挙動計測データに基づく評価から両解析の適用性が高いことが確認された。
- ・ 堆積軟岩空洞を対象とした接続空洞の安定性予測評価については、処分空洞の基本形状、支保ならびに空洞離間等の比較検討は全応力解析で実施し、その結果に基づき、建設、操業、埋め戻し期間の工程に基づく安定性評価を有効応力解析にて実施して設計の最終評価とする手順を示した。

以上、各章ごとに得られた結論を記述した。以下に研究目的に対する結論を要約する。

(1) 堆積軟岩の地圧測定方法

間隙が水で飽和した堆積軟岩に応力解放法の一つである円錐孔底ひずみ法を適用する場合には、エポキシ系接着剤を使用してストレインセルを岩盤に貼り付けることにより解放ひずみの取得は可能である。ただし、エポキシ樹脂の剛性により感度低下が生じることから、オーバーコアリングにより回収したコアを用いて、三軸感度試験でひずみ感度係数

を求める必要がある。

原位置岩盤において、本研究で示した手順で測定した円錐孔底ひずみ法と埋設ひずみ法による測定を実施した結果、両手法の応力値は同程度の結果となり、提案した測定手法は有効な方法であることが確認された。

(2) 掘削損傷領域の評価

掘削損傷領域として、岩盤力学の観点からは、塑性化した領域として定義することができる。ただし、本研究フィールドは放射性廃棄物処分施設であることから、本研究における掘削損傷領域（EDZ）の指標として、次のように定義する。

①直接指標： 処分空洞の天然バリア性能に影響のある領域とし、直接破壊現象が確認された新規亀裂発生深度。

②間接指標： 塑性化している可能性がある領域とし、挙動計測結果から推定される塑性化領域。

本研究結果から、直接指標に基づき天然バリア性能に影響がある掘削損傷領域は、アーチ部 1.0 m、側壁部 0.4 m、インバート部 2.0 m である。また、間接指標に基づき塑性化している可能性がある掘削損傷領域は、アーチ部 1.0 m、側壁部 1.0 m、インバート部 3.0 m であると言える。

空洞壁面近傍の破壊現象について、応力径路模擬試験で確認された破壊モードは、低拘束圧下では **Splitting** 破壊、高拘束圧下ではせん断破壊である。空洞掘削後に周辺岩盤で実施した岩盤内応力測定結果では、空洞壁面近傍では、一軸応力状態に移行しており、その一軸応力状態は、空洞接線方向応力が増大して形成しているというよりも空洞半径方向応力が減少することで、相対的に一軸応力状態が形成されている。したがって、空洞掘削時に発生した剥落および壁面平行方向の低角度亀裂などの破壊現象の要因は、空洞の掘削解放に伴う空洞半径方向の拘束圧低下により、一軸応力状態に移行し、低拘束圧状態下で発生した **Splitting** 破壊あるいは引張破壊であると言える。

空洞壁面近傍の変形特性変化について、掘削解放に伴う変形特性の変化から推定される掘削損傷領域は、岩盤内応力測定結果から推定される領域と一致している。また、健岩部においても変形特性の低減が認められ、この低下は掘削解放による拘束圧低下に起因するものと判断され、拘束圧依存性が確認された。

掘削作業に連動した間隙水压変化を数値解析的に検証した結果、これらの変化は間隙水と変形・応力の連成挙動であると言える。試験空洞での間隙水压変化は空洞近傍の有効応

力に比べて小さかったことから、空洞の力学的安定性に与える影響は結果的に小さかった。しかし、剛性が小さい場合、より大深度での掘削等では、掘削に伴う間隙水圧の変動が大きくなると想定され、有効応力が減少することで、空洞近傍の岩盤が破壊状態近づき新規亀裂の発生・拡大につながることを考えられる。したがって、軟岩地盤で空洞を掘削する場合には有効応力で定式化された構成式による数値解析手法で、力学的安定性を検討する必要がある。

(3) 堆積軟岩空洞の挙動予測手法の構築と設計法の提案

堆積軟岩を対象にした放射性廃棄物処分空洞については、ひずみ軟化、拘束圧依存性、ダイレイタンシーならびに間隙水圧挙動など、地盤と間隙水の流れを連成させた予測解析および安定性を事前に評価する必要がある。足立・岡らにより定式化されたひずみ軟化型弾粘塑性水 - 土連成モデルにせん断剛性等の拘束圧依存性を考慮し、三軸圧縮試験、三軸クリープ試験の要素シミュレーションを実施した結果、再現性の高いことが確認された。また、試験空洞の空洞掘削問題に適用した結果、掘削時挙動の再現性が高いことが確認された。本モデルは、軟岩空洞の予測解析、設計へ適用可能であると言える。そして、本研究による試験空洞掘削前後各種調査、挙動計測データに基づく評価から、堆積軟岩を対象にした連接空洞群の設計手順を示した。

謝 辞

本論文は、余裕深度処分埋設施設の試験空洞掘削時に得られた挙動データをもとに、堆積軟岩空洞の挙動メカニズムを分析し、信頼性の高い挙動予測手法を提案するとともに、合理的な設計方法を体系化することを目的としたものであります。

本研究の論文をまとめるにあたって、京都大学大学院工学研究科 岡 二三生教授には、論文の構成を検討する段階から最終のとりまとめに至るまで、終始ご懇篤かつ的確なご指導を賜りました。また、同 石田 毅教授、木村 亮教授には論文の内容に関する貴重なご意見とご指導を賜りました。さらに、同 朝倉 俊弘教授、木元 小百合准教授には貴重なご指導を賜りました。

本研究の遂行にあたっては、京都大学 足立 紀尚名誉教授を委員長とする余裕深度処分埋設施設 処分空洞特別委員会において、首都大学東京 西村 和夫教授、東北大学 京谷 孝史教授、埼玉大学 山辺 正准教授、長田 昌彦准教授、京都大学 岸田 潔准教授、鉄道総合研究所 小西 真治博士、電力中央研究所 吉田 鎮男博士、新 孝一博士から、それぞれの専門分野での貴重なご指導、ご助言を賜りました。

筆者に本研究の機会を与えてくださいました 故 大槻 英夫氏（当時、日本原燃株式会社 理事 開発設計部長）および日本原燃株式会社の多くの方々には、本論文の作成にあたり格別のご配慮を賜りました。本論文を作成することが出来たのは、東京電力株式会社に入社し、現在に至るまで、学識者の皆様および上司、先輩からのご教示が基礎となっております。特に、東京電力株式会社 吉越 洋博士、工藤 奎吾博士、小山 俊博博士には、現場に足を運んでいただき、多くのご指導、ご助言を賜りました。また、鹿島建設株式会社 戸井田 克氏、森川 誠司氏、田部井 和人氏、白鷺 卓氏、東電設計株式会社 鈴木 康正博士、田坂 嘉章氏、大森 剛志氏、株式会社レーザック 田仲 正弘博士、応用地質株式会社 小川 浩司氏、ダイヤコンサルタント 杉 俊二氏には、有意義な議論を通じて惜しみないご協力を賜りました。

本論文を締めくくるにあたって、これらの方々および本研究を支えていただいた多くの関係者の皆様に対して、ここに深く感謝の意を表するしだいです。

〔付録-1〕：ひずみ軟化型弾粘塑性水－土連成有限要素解析の定式化

水－土連成の理論的解析は，Terzaghi による飽和土の圧密現象解析に始まる．Terzaghi は，一次元において，飽和地盤の粒子構造骨格と粒子間の間隙水との相互作用を表す支配方程式を表し，また，Biot は三次元において，間隙水圧と変位系の双方を未知数に含む連立偏微分方程式からなる一群の支配方程式を表した．赤井・田村は，特にダイレイタンシーなどの土質材料に固有の特性が，飽和粘性土の圧密挙動に及ぼす影響を重視して Biot の方程式と Roscoe らの構成式を組み合わせた有限要素法による新しい解析手法を提案している．ここでは，Biot の方程式を与えられた初期条件，境界条件のもとで解く近似解法として有限要素法による水－土連成有限要素解析の定式化を示す．

1. Biot の方程式

飽和土に外力を加えると，その瞬間には体積圧縮は生じずに，外圧に等しい間隙水圧が発生する．密な地盤の場合，こうして発生した過剰間隙水圧（静水圧との差）が消散し平衡状態に至るまでにかなりの時間を要し，この間，土粒子構造骨格の力学挙動は間隙流体による拘束を受けている．そのため，このような地盤の挙動を論ずるには，混合体理論を適用する必要がある．ここで，間隙流体が水のみである飽和土，土粒子や間隙水は非圧縮性材料であると仮定する．

(1) つりあい式

物体が静的つりあい状態にあるとき，つりあい式は次式となる．

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \quad (\text{A-1})$$

ここに， σ_{ij} は応力， f_i は物体力である．

土粒子や間隙水が非圧縮性材料であると仮定できるとき，構造骨格の挙動を支配する応力（有効応力 σ'_{ij} ）は，次の Terzaghi の有効応力式で与えられる．

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + u\delta_{ij} \quad (\text{A-2})$$

ここに， u は間隙水圧， δ_{ij} はクロネッカーのデルタである．

したがって，以下の有効応力によるつりあい式を得る．

$$\sigma'_{ij,j} + u_{,i} + f_i = 0 \quad (\text{A-3})$$

(2) 連続式

間隙水は非圧縮流体で地下水面が変動しなければ，静水状態での水頭の値 h_0 と，過剰間隙水圧 u_e を用いて，その運動は Darcy の法則から，次のように記述される．

$$v_i = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial x_i} (u_e + \gamma_w h_0) \quad (\text{A-4})$$

v_i : 土塊単位面積あたりの間隙水の速度， k : 透水係数

γ_w : 間隙水の単位体積重量， h_0 : 位置水頭

単位時間あたりの土塊の排水量は，土塊の構造骨格の時間あたり体積変化率に等しいとし，体積ひずみを ε_v とすると，以下の関係式（ひずみは圧縮を正）が得られる．

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = \left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \quad (\text{A-5})$$

式(A-5)に式(A-4)を代入し，以下の連続式を得る．

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u_e \quad (\text{A-6})$$

(3) 適合条件（変位－ひずみ関係）

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (\text{A-7})$$

2. 初期条件および境界条件

増分型境界値問題を解くには，初期条件および境界条件を与える必要がある．なお，対象とする領域 V の外表面積を S とし，これらの境界は時間的に変化しないものとする．初期有効応力および初期全水頭の条件は下記のとおりである．

・ 初期有効応力

$$\sigma'_{ij} = \sigma'_{ij} \Big|_{t=0} \quad (\text{in } V) \quad (\text{A-8})$$

・ 初期全水頭

$$h = h \Big|_{t=0} \quad (\text{in } V) \quad (\text{A-9})$$

水－土連成解析の境界条件は下記のとおりである（図-付.1 参照）．

(1) 地盤（混合体）に関する境界条件

応力境界 S_T と変位境界 S_u は外表面積 S に対して $S = S_T + S_u$ の関係にあり，応力境界は，

$$T_i = \bar{T}_i \quad (\text{on } S_T) \quad (\text{A-10})$$

$$T_i = \sigma_{ij} n_j \quad (\text{A-11})$$

ここで、 T_i は応力ベクトル成分、 n_j は面 S_T に立てた外向きの単位法線ベクトル成分を表す。また、 \bar{T}_i のように、傍線を冠しているものは、規定された量を表している。増分型境界値問題では、

$$d\sigma_{ij} n_j = d\bar{T}_i \quad (\text{on } S_T) \quad (\text{A-12})$$

変位境界条件は $u_i = \bar{u}_i$ で、増分型境界値問題では、

$$du_i = d\bar{u}_i \quad (\text{on } S_u) \quad (\text{A-13})$$

(2) 間隙流体の運動に関する境界

排水境界 S_d と非排水境界 S_{ud} は外表面積 S に対して $S = S_d + S_{ud}$ の関係にあり、排水境界は、

$$u_e = 0 \quad (\text{on } S_d) \quad (\text{A-14})$$

非排水境界は、

$$\frac{\partial u_e}{\partial n} = 0 \quad (\text{on } S_{ud}) \quad (\text{A-15})$$

ここに、 n は境界での法線ベクトルである。

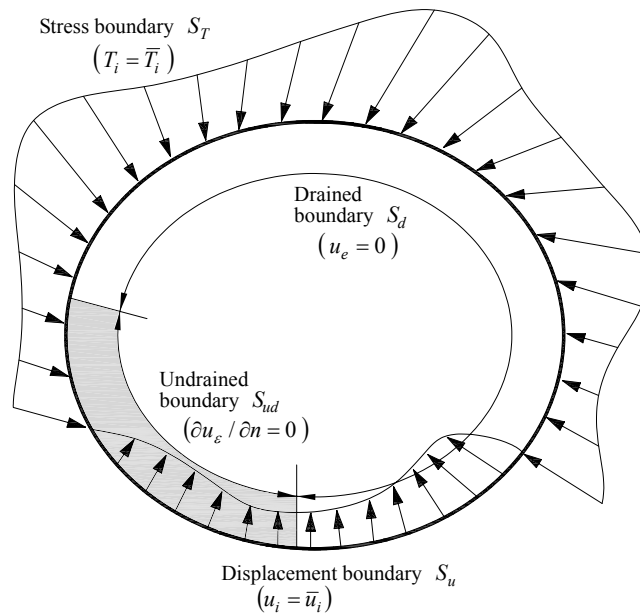


図-付.1 水-土連成解析の境界条件¹⁾

3. 水-土連成有限要素法の離散化モデル

有限要素法は、境界値問題と変分原理の対応関係に基礎をおいて、連続的な分布を離散系に置き換えることがその特徴であり、連続体力学における境界値問題の近似解法として広く用いられている。ここでは前節の Biot の方程式を与えられた初期条件、境界条件のもとで近似する解法として有限要素法の離散化モデルを示す。重みつき残差法により、つりあい式の弱形式を求めて空間的に離散化する。これにより節点力と節点変位、間隙水圧の関係式が得られる。時間領域については、差分近似を適用し、連続式を後退差分法によって近似する。これらを連立させて、増分型の要素剛性方程式を求める。

(1) 空間の離散化

増分型つりあい式をマトリクス表示すると、

$$\int_V [B]^T \{d\sigma\} dV = [dF] \quad (A-16)$$

$$[dF] = \int_{S_T} [N]^T \{dT\} dS_T \quad (A-17)$$

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \quad (A-18)$$

N_i は、アイソパラメトリック要素の形状関数、 $[B]$ はひずみ-節点変位マトリクスで、 dT は図-付.1 に示す応力境界に作用する外力である。

足立・岡により定式化されたひずみ軟化型弾粘塑性構成式は、

$$\begin{aligned} \{d\sigma'\} &= [D] (\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon^p\}) \\ &= [D] \{d\varepsilon\} - \{d\sigma_R\} \end{aligned} \quad (A-19)$$

$$\{d\sigma_R\} = [D] \{d\varepsilon^p\} \quad (A-20)$$

$$\{d\varepsilon\} = [B] \{d\delta\} \quad (A-21)$$

ここで、 $d\sigma'$ と $d\varepsilon$ は要素内の有効応力とひずみで、 $[D]$ は弾性剛性マトリクス、 $d\delta$ は節点変位である。 $d\varepsilon^p$ は塑性ひずみであり、詳細は第 1 章 1.5 節(5)を参照されたい。

過剰間隙水圧 u_e （静水圧との差）を用いて応力の増分型は，下記のとおり表される．

$$\begin{aligned}\{d\sigma\} &= \{d\sigma'\} + [M]\{du_e\} \\ [M]^T &= [1 \quad 1 \quad 0]\end{aligned}\tag{A-22}$$

ここで， $d\sigma$ は増分全応力， du_e は増分間隙水圧である．

式(A-22)を式(A-16)のつりあい式に代入すると，下記のとおり書き換えられる．

$$\int_V [B]^T (\{d\sigma'\} + [M]\{du_e\}) dV = [dF]\tag{A-23}$$

以上から，次式が得られる．

$$[K]\{d\delta\} + [L]\{du_e\} = [dF] + [dF_R]\tag{A-24}$$

$$\text{ここで， } [K] = \int_V [B]^T [D] [B] dV\tag{A-25}$$

$$[L] = \int_V [B]^T [M] dV\tag{A-26}$$

$$[dF_R] = \int_V [B]^T \{d\sigma_R\} dV\tag{A-27}$$

(2) 連続式の差分近似

有限要素解析における過剰間隙水圧の取り扱いには，二通りの方法がある．ひとつは変位と同様に各節点に対応させる方法であり，他方は要素に対応させる方法である．Biot の方程式では過剰間隙水圧が体積ひずみの拘束力として定義されていることから，後者のほうが自然であると考え，本研究では赤井・田村による過剰間隙水圧を要素中心で代表させる方法を用いている．また連続式の差分近似には，前進差分法，中間差分法，後退差分法などがあるが，このうち安定な差分法である後退差分法を用いるものである．

4 節点要素におけるダルシーフローの概念はを図-付. 2 に示すとおりであり，中心要素の過剰間隙水圧を u_e ，要素 i の過剰間隙水圧を u_{ei} ，要素中心間距離を b_i ，排水面積を s_i として連続式を用いれば，時間 dt 間に要素から排水される流量 q は次式のようにになる．なお， k は透水係数， γ_w は水の単位重量である．

$$q = \sum_i \frac{k}{\gamma_w} \frac{u_e - u_{ei}}{b_i} s_i dt\tag{A-28}$$

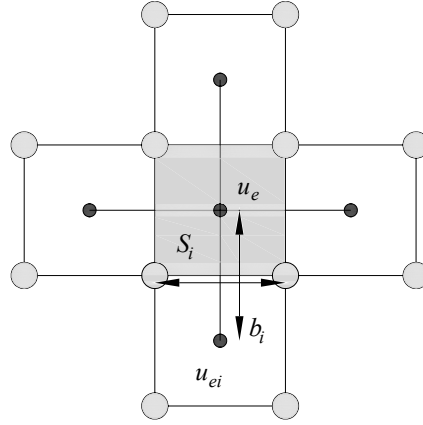


図-付.2 4節点要素におけるダルシーフローの概念図¹⁾

間隙水と土粒子の圧縮率を無視すれば，要素の体積変化は間隙水の排水量分と等価となり，次式を得る．

$$dV = -q = -\sum_i^4 \frac{k}{\gamma_w} \frac{u_{ei} - u_e}{b_i} s_i dt = -\alpha u_e + \sum_i^4 \alpha_i u_{ei} \quad (\text{A-29})$$

$$\alpha = \frac{k}{\gamma_w} dt \sum_i^4 \frac{s_i}{b_i}, \quad \alpha_i = \frac{k}{\gamma_w} dt \frac{s_i}{b_i} \quad (\text{A-30})$$

式(A-29)の近似式は後退差分法より，次式となる．ここで，時間 t の各量は既知であり，時間 $(t + dt)$ の各量は未知である．

$$dV = V|_{t+dt} - V|_t = -\alpha u_e|_{t+dt} + \sum_i^4 \alpha_i u_{ei}|_{t+dt} \quad (\text{A-31})$$

一方，時間 dt 間の要素の体積変化量は，次式で表せる．

$$dV = -\int_V \varepsilon_{ii} dV = -\int_V [M]^T [B] dV \{d\delta\} = -[L]^T \{d\delta\} \quad (\text{A-32})$$

式(A-31)，式(A-32)より，

$$[L]^T \{d\delta\} - \alpha u_e|_{t+dt} + \sum_i^4 \alpha_i u_{ei}|_{t+dt} = 0 \quad (\text{A-33})$$

(3) 要素の剛性方程式

要素剛性方程式は，式(A-24)と式(A-33)を連立させて得られる．

式(A-24)に $\{du_e\} = \{u_e\}|_{t+dt} - \{u_e\}|_t$ を代入すると,

$$[K]\{d\delta\} + [L](\{u_e\}|_{t+dt} - \{u_e\}|_t) = [dF] + [dF_R] \quad (\text{A-34})$$

未知量 (節点変位増分, 過剰間隙水压増分) を左辺に, 既知量を右辺にして,

$$[K]\{d\delta\} + [L](\{u_e\}|_{t+dt}) = [dF] + [dF_R] + [L](\{u_e\}|_t) \quad (\text{A-35})$$

式(A-24), 式(A-35)より, 以下の要素剛性方程式を得る.

$$\begin{bmatrix} K & L \\ L^T & -\alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\delta \\ u_e|_{t+dt} \end{Bmatrix} + \sum_i^4 \alpha_i u_{ei}|_{t+dt} = \begin{bmatrix} [dF] + [dF_R] + [L]u_e|_t \\ 0 \end{bmatrix} \quad (\text{A-36})$$

4. 計算安定化のための処置

足立・岡による構成式は, 材料がひずみ軟化した後, 残留状態に落ち着くまでを表現できるモデルである. しかし, 本構成式では地盤の状態が残留状態に近づくに従い, 応力履歴比 $\eta^* = \frac{\sqrt{s_{ij}^* s_{ij}^*}}{\sigma_m^*}$ は, ひずみ硬化パラメータ M_f^* に漸近するとしている (図-付.3). s_{ij}^* は偏差応力履歴テンソル, σ_m^* は平均主応力履歴である.

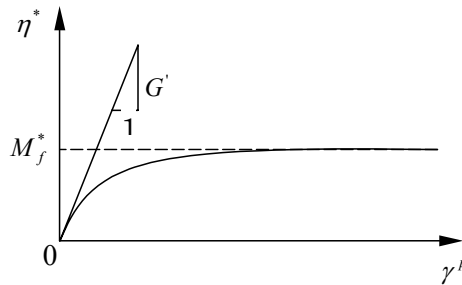


図-付.3 η^* と γ^p の関係 (図-1.5.6 再掲)

このため, 塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_{ij}^p$ には特異点が存在することになる ($\eta^* \rightarrow M_f^*$, $d\varepsilon_{ij}^p \rightarrow \infty$). したがって, 残留状態に近づきつつある要素では, 特異点に近づくことになり, 1 ステップにおける塑性ひずみ増分が非常に大きくなり計算が不安定になる. その結果, 構成式で記述し得る限界を超える要素が出現することとなり, 計算に大きな乱れが生じて計算を続行できなくなる. そこで本モデルでは, 計算の乱れによって構成式に従わなくなった要素に対し, 計算の乱れを周囲に伝えないための処置を行っている.

(1) 応力履歴空間での限界

応力履歴空間での降伏曲面の概念図を図-付. 4 に示す.

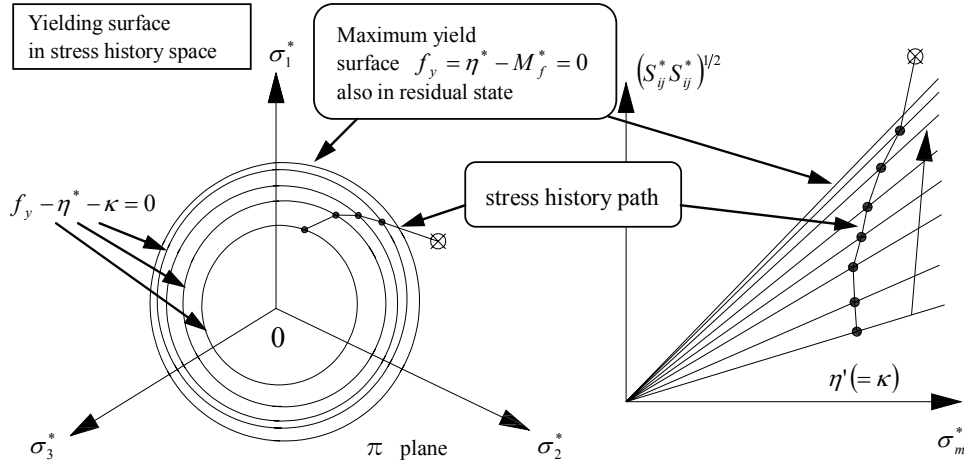


図-付. 4 応力履歴空間での降伏曲面の概念図¹⁾

本モデルの降伏関数 f_y は $f_y = \eta^* - \kappa = 0$ (第 1 章 式(1-4) 再掲) で与えられており, ひずみ硬化-軟化パラメータ κ の発展式は下記のとおりである.

$$d\kappa = \frac{G'(M_f^* - \kappa)^2}{M_f^{*2}} d\gamma^p \quad (\text{第 1 章式(1-6)再掲})$$

ひずみ軟化-硬化パラメータ κ の極限を考えると, M_f^* に収束するから, 極限での降伏関数は $f_y = \eta^* - M_f^* = 0$ となる. ここに, 応力履歴比 η^* は単調増加であることから, 応力履歴空間で示された足立・岡モデルの最大の降伏面となる. すなわち, 応力履歴比 η^* は常に $\eta^* - M_f^* \leq 0$ を満たすことになり, $\eta^* - M_f^* > 0$ になるときのその要素は足立・岡モデルに従わない.

(2) 引張破壊（応力空間での限界）

引張破壊（応力空間）での降伏曲面の概念図を図-付.5に示す.

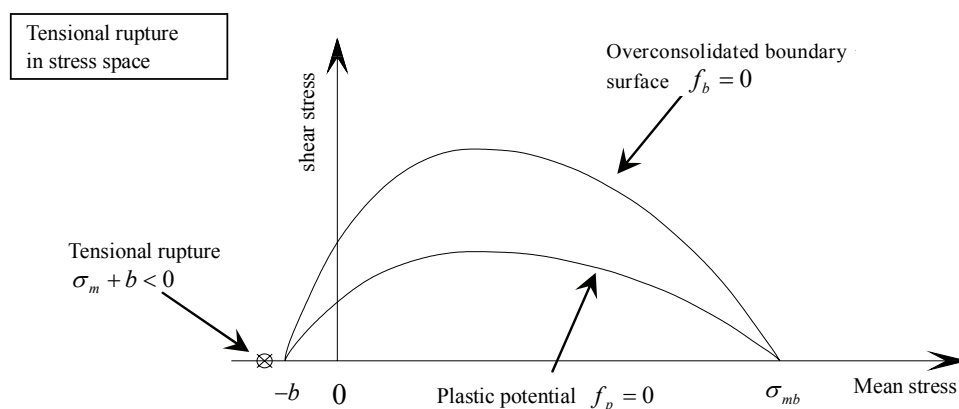


図-付.5 引張破壊（応力曲面）での概念図¹⁾

平均有効応力 σ'_m が引張強度である b （塑性ポテンシャルパラメータ）よりも小さくなるとき、すなわち $\sigma'_m + b < 0$ になった時には、その要素は足立・岡モデルに従わない。本構成式では、この応力状態では塑性ポテンシャル面は存在し得ないため、材料物性の面からみても実際に存在し得ない応力状態である。

(3) 計算の安定化のために設定した規準

本計算モデルでは、繰り返し計算に陽解法を採用している。先に示した構成式(A-19)を再掲すると、

$$\{d\sigma'\} = [D](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon^p\}) = [D]\{d\varepsilon\} - \{d\sigma_R\} \quad (\text{A-19 再掲})$$

陽解法は、ステップ(n-1)において、要素がある応力状態にあるものとしたとき、まず全ひずみ増分から剛性マトリクスを用いて、弾性応力増分を算出し（elastic prediction：右辺第一項の算出）、そこからステップ(n-1)における塑性ひずみによる応力分を差し引いてやる（plastic relaxation：右辺第二項の算出）ことによって、解を得る方法である。一方、陽解法と対をなす陰解法は、ステップ n における塑性ひずみ応力分を差し引く方法である。

陽解法は計算が容易であるという利点を持つが、計算の乱れを受けやすく、塑性ひずみが急激に発生しやすいため、それに連動する形で応力が急激に減少し、計算は非常に不安定となることがある。そこで安定的に計算を続行させるために、判断規準（初期せん断応力）を設定し、その値よりせん断応力が小さくなったときに、その要素を便宜的に“無抵抗化要素”として以下の処置を施している。

‘無抵抗要素’化した要素は、以下に示すように扱うことで計算を続行させる。

- ① ヤング率を $E = 1.0 \times 10^{-5}$ MPa とする（ほぼ無抵抗となる）。
- ② 弾性計算を行い、 $d\sigma'_{ij}$ 、 $d\epsilon_{ij}$ を求める。
- ③ $d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^p$ とする。すなわち、 $d\epsilon_{ij}^e = 0$ 、 $d\sigma_{ij} = 0$
- ④ ただし、 $\{d\sigma_R\} = 0$ とする。

この要素の各節点に作用する、この要素による $\{dF\}$ が 0 となる。

すなわち、応力は変化せず、周囲の要素にも応力は伝達しないが、塑性ひずみは進行する。これは、残留状態の定義が、「応力および体積がそれ以上変化せず、せん断変形のみが進行する状態」であることから、要素を強制的に残留状態に設定することを意味している。ただし、この処置では、せん断による体積膨張は進行しつづける。

参考文献

- 1) Adachi, T., Oka, F., Osaki, H and F. Zhang: Soil-water coupling analysis of progressive failure in cuts with a strain softening model, Constitutive modeling of granular materials, D. Kolymbas edited, Springer, pp. 471-490, 2000.
- 2) Terzaghi, K. and P.B. Peck: Soil mechanics in engineering practice, 2nd ed. John Wiley & Sons, New York, 1967.
- 3) 赤井浩一, 田村 武: 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, No.262, pp.95-104, 1978.
- 4) Valanis, K.C.: On the uniqueness of solution of the initial value problem in softening materials, Journal of Applied Mechanics, Vol.52, pp.649-653, 1985.